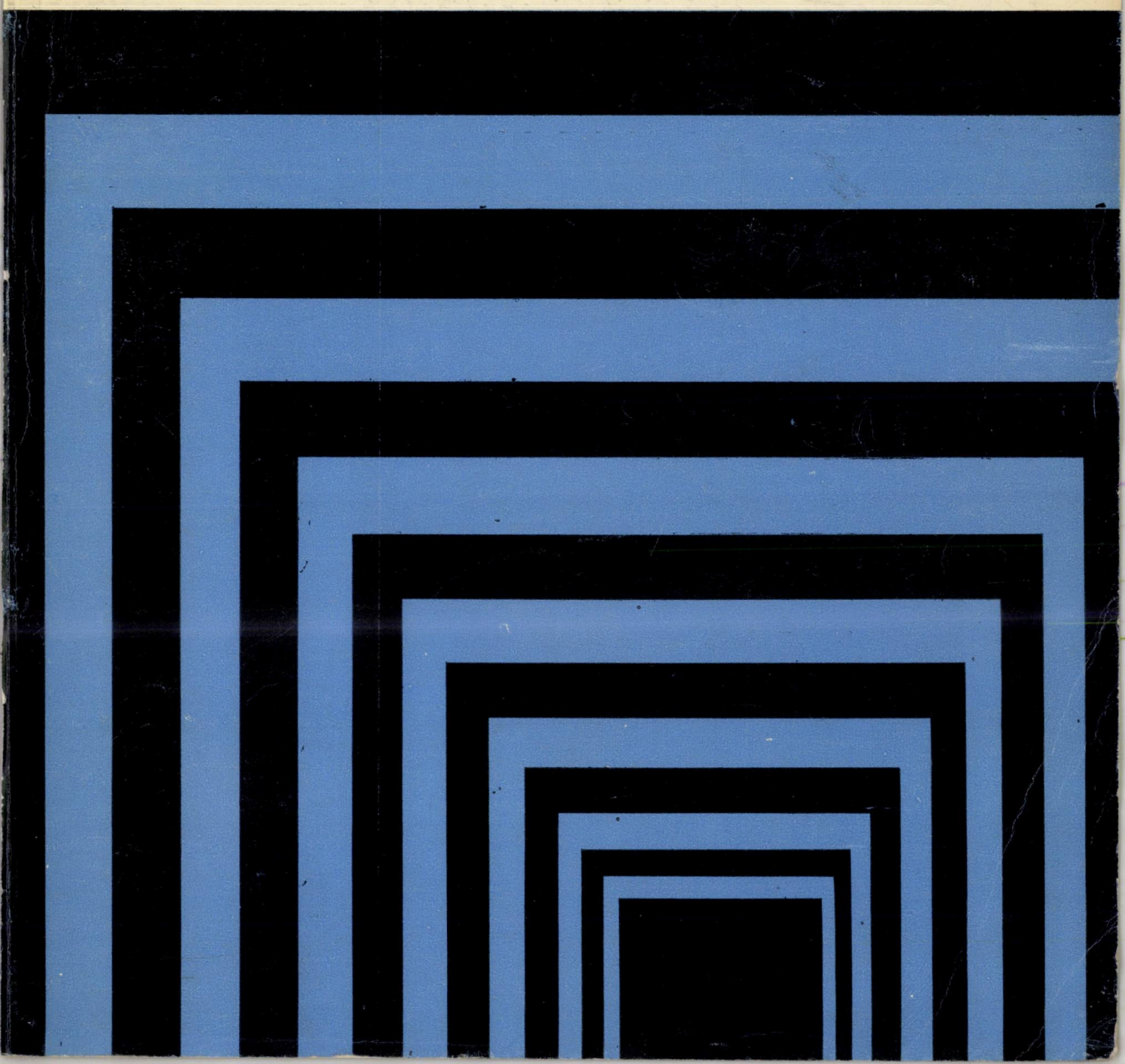
E 1688 SÁTRÁNY

CONSTRUCȚII

04 CENTRALA

1 ▫ 1972



Cu prilejul anului nou 1972, redacţia revistei „Construcţii" urează cititorilor şi colaboratorilor sănătate, fericire şi succese în activitatea profesională

CONSTRUCȚII

▫1972

Nr. 1/1972
ANUL XXIV

CUPRINS

Ing. Mircea LUPAN

Atestarea noilor materiale, elemente și sisteme de construcții 1

Ing. Nicolae MIHALACHE, ing. Nicolae TĂUTU

Turnul cicloanelor de la Fabrica de ciment Cîmpulung-Argeș executat în soluția diafragme din beton armat cu cofraj glisant 10

Ing. Einar KEINTZEL

Calculul static de ordinul II al construcțiilor multietajate cu diafragme 20

Prof. ing. Ion STĂNCULESCU, dr. ing. Gheorghe DIMA, ing. Constantin OARĂ

Redresarea unui castel de apă de 500 m la Fetești[3] 24

Ing. Ioan I. GIURGIU

Considerații privind influența cenușii de termocentrală asupra caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului ușor cu zgură expandată 31

Ing. Gad CALMANOVICI

Noi aspecte de proiectare a elementelor de beton armate cu plase sudate 37

Ing. Rudolf BONNERT

Considerații privind proiectarea instalațiilor de încălzire cu apă supraîncălzită 48

CRONICĂ

Al V-lea congres al Consiliului internaționl al construcțiilor pentru studii, cercetare și documentare, Paris, iunie 1971 55

RECENZII

RECOMANDĂRI PENTRU AUTORI

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR
INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACȚIE

Ing. EM. BAICULESCU
director tehnic, I.P.I.M.C.

Acad. prof. ing. A. BELEȘ
Institutul de construcții București.

Ing. T. BIGAN
șef sector, Ministerul Construcțiilor Industriale.

Prof. ing. R. CIOROIU
adjunct al ministrului construcțiilor industriale

Ing. C. DIACONU
consilier, I.S.P.E.

Ing. V. DUMITRESCU
director tehnic, T.M.B.

Ing. D. ELIADE
șef sector tehnic, Ministerul Construcțiilor Industriale

Prof. ing. M. MIHAILESCU
Institutul politehnic Cluj

Ing. M. POPOVICI
director general, T.C.I. Cluj

Ing. T. PATELLI
director general, T.C.I. Iași

Ing. R. NEGRU
consilier al președintelui C.N.S.T.

Ing. M. RAMBA
director, C.S.E.A.L.

Ing. M. SIMNICEANU
director, Ministerul Construcțiilor Industriale

Prof. ing. I. STĂNCULESCU
prorector, Institutul de construcții București

Ing. A. STĂNESCU
consilier al ministrului construcțiilor industriale

Ing. A. TACORIAN
șef sector, Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. I. TUDOSE
adjunct al ministrului construcțiilor industriale

Ing. I. VASILESCU
director general, C. I. P. B. (M. I. M. C.)

Ing. P. VERNESCU
director, I. P. C.

REDACTOR RESPONSABIL

Ing. M. LUPAN
director adjunct științific, INCERC

EDITOR:

CDCAS — Redacția Publicațiilor pentru construcții,
București, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuța poștală nr. 2980, Of. poștal 22, Telefon: 16 49 14

ȘEFUL REDACȚIEI: *Alexandru Tînțăreanu*

REDACTORUL EDIȚIEI: *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACȚIE: *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I.P. Informația — str. Brezoianu nr. 23 — București

SUMMARY

OROSZ MŰSZAKI KÖNYVTÁR

M. LUPAN : The acceptance of the new building materials, units and construction systems

The author explains and justifies the need and the basis of the acceptance activity with regard to the new building materials, units and systems by assessing their characteristics of use.

The paper shows that the acceptance is of great importance in promoting the technical progress in constructions and in assuring the observation of technical quality conditions for the use in the field of constructions of adequate building materials and systems. The most important stages of the acceptance procedure are also given.

M MIHALACHE, N. TĂUTU : Cyclone collector tower of the cement mill in Cîmpulung-Argeş, executed by the solution of „reinforced concrete shear walls" cast in slipforms

The authors present the structural solution adopted by the "Design Institute for the Building Industry Materials" for the execution by slipforms of the cyclone collector tower of the Cement mill in Cîmpulung-Argeş, as well as the way the initial design was modified, which had in view a constructive structure of monolithic reinforced concrete frames and floors.

E. KEINTZEL : Static design of the 2nd degree of multistoried shearwalled buildings

Instead of a high building, whose structure is composed by blind shear walls, hollow shear walls and frames, we can use a bar, and so 2nd degree effects are approximated by the efect of a fictive horizontal load. Formulae and tables for the stress calculation in structural elements are given. Foundations rotation as well as the effect of an unsymmetry of the structure are taken into consideration.

I. STĂNCULESCU, GH. DIMA, C. OARĂ : Righting up a 500 cu.m. water tower at Feteşti.

The authors present the works executed to right a tilted water tower. Controlled damping method was used, trying simultaneously to combine this with drillings under the foundation frame to force the righting process.

I. GIURGIU : Considerations regarding the influence of fly ash on the physico-mechanical characteristics of the expanded slag light concrete

The article presents the preoccupation of saving cement and reducing the apparent density of light concrete by means of active additives. In Romania's conditions, the most effective active additive — the author claims — is fly ash, an industrial refuse so far not properly exploited.

G. CALMANOVICI : New aspects in the design of wire fabric reinforced concrete elements

The article presents a series of peculiarities concerning the reinforcing of the concrete units by wire fabrics, based on the P. 59—70 "Technical instructions for designing the reinforcement of the concrete elements by wire fabrics", approved conditionally at the end of 1970, and on the proposals to make these instructions definitive.

The problems involved in the determination of the wanted sectional area of the reinforcement are treated, as well as the problems of jointing wire fabrics, reducing reinforcement sectional area in the edges of the cross-reinforced slabs, and reducing the minimal reinforcement percentage. Indications regarding the designing of welded wire fabric reinforced concrete elements are given, as well as an example of computing a precast floor slab.

R. BONNERT : Designing the heat installations using overheated water

The author analyzes the causes of the deficiencies occuring in the heating with overheated water of the industrial buildings using static bodies, aerotherms, etc., such as : heat shortage at outside temperatures starting from $-5°$ upwards, as well as the overshoot of the return temperature as compared with that required by the graph of qualitative adjustement of the district heating. Proposals concerning the optimum solution for designing are advanced, as well as the mode of sizing these installations to get rid of such deficiencies

SOMMAIRE

M. LUPAN : L'agrément technique des nouveaux matériaux, éléments et systèmes de construction

On explique et justifie dans l'article la nécessité et l'essence de l'activité d'agrément technique des matériaux nouveaux et des procédés non-traditionnels de construction, en appréciant leur utilité.

L'article montre que l'agrément a un rôle décisif dans l'effort d'assurer le progrès technique dans le domaine du bâtiment et la réalisation des conditions techniques de qualité en vue d'utiliser des matériaux et des systèmes constructifs correspondant aux exigences actuelles.

On présente aussi les principales phases et la méthodologie d'agrément.

M. MIHALACHE, N. TĂUTU : La tour des cyclones de la Cimenterie de Cîmpulung-Argeş exécutée en „diaphragmes en béton armé" à l'aide de coffrages glissants

Les auteurs présentent la solution adoptée dans le cadre de l'„Institut pour l'établissement des projets pour l'industrie des matériaux de construction", en vue d'exécuter au moyen de coffrages glissants la tour des cyclones de la Cimenterie de Cîmpulung-Argeş ; on présente aussi la façon dont a été modifié le projet initial qui envisageait une structure constructive en cadres et planchers en béton armé monolithique.

E. KEINTZEL : Le calcul statique de IIe ordre des bâtiments multiétagés à diaphragmes

En remplaçant un bâtiment haut fait de diaphragmes pleines, diaphragmes ouvertes et cadres, par une bare, on estime les effets de 2e ordre par l'effet d'une charge horizontale fictive. On tient compte de la rotation des basements et de l'effet d'une non-symétrie du bâtiment.

I. STĂNCULESCU, GH. DIMA, C. OARĂ : Redressement d'un château d'eau de 500 m^3 dans la ville de Feteşti

Les auteurs présentent les travaux exécutés pour redresser un château d'eau, où on a employé la méthode d'humectage dirigé, en essayant simultanément une combinaison de celle-ci avec un forage sous le radier pour forcer le processus de redressement.

I. GIURGIU : Considérations sur l'influence de la cendre d'usine sur les caractéristiques physico-mécaniques du béton léger à laitier expandé

L'article expose les préoccupations de réduire la consommation du ciment et la densité apparente des bétons légers à l'aide des adjuvants actifs. Dans les conditions existantes en Roumanie, le plus efficient adjuvant actif — argumente l'auteur — est la cendre d'usine, un résidu industriel pas encore suffisamment exploité.

G. CALMANOVICI : Nouveaux aspects dans l'établissement de projets pour les éléments en béton, armés à treillis métalliques

L'article fait connaître une série de particularités concernant le renforcement des éléments en béton à l'aide des treillis soudés, en se basant sur les «Instructions techniques pour l'établissement de projets de renforcement des éléments en béton à treillis soudés» P. 59—70, approuvées à condition, à la fin de l'année 1970, et sur les propositions faites pour rendre definitives ces instructions. Les problèmes concernant la détermination de l'aire de la section de l'armature nécessaire sont analysés, ainsi que le jointement des treillis soudés, la réduction de l'aire de la section de l'armature dans les bords des dalles armées en croix, de même que la diminution du taux minimum de renforcement. On donne des indications quant à l'élaboration des projets des éléments armés à treillis usinés et on présente un exemple de calcul pour un panneau de plancher préfabriqué.

R. BONNERT : Considérations sur l'établissement des projets d'installation de chauffage à eau surchauffée

On analyse les causes des déficiences constatées dans le chauffage à eau surchauffée des etablissements industriels, à l'aide des corps statiques, aérothermes, etc, à voir : chauffage insuffisant aux températures extérieurs dépassant —5°C, ainsi que le dépassement de la température de retour par rapport à celle requise par le diagramme de réglage qualitatif du chauffage urbain. On propose une solution optimale pour l'élaboration des projets, ainsi que pour la modalité de dimensioner ces installations de façon à éliminer ces défauts.

INHALT

MŰSZAKI KÖNYVTÁR

M. LUPAN: Die Zulassung der neuen Baustoffe, Teilen und Bausysteme

Es werden im Aufsatz angegeben und gerechtfertigt die Notwendigkeit und der Grund der Zulassungstätigkeit in Zusammenhang mit den neuen Baustoffen, — teilen und-systemen durch Bewertung derer Anwendungseigenschaften im Bauwesen. Man zeigt dass die Zulassung von grosser Wichtigkeit für die Beförderung des technischen Fortschrittes im Bauwesen und zur Beachtung der technischen Güteanforderungen bei der Verwendung von, den an Bauwerken vorgeschriebenen Erfördernisse, entsprechenden Bauteilen und- arten, ist. Es werden auch die wichtigsten Phasen des Zulassungsverfahrens dargestellt.

N. MIHALACHE, N. TĂUTU: Der Zyklonen-Turm des Zementwerkes Cimpulung-Argeş, ausgeführt nach der Lösung der „Stahlbeton-Membranen" mit Gleitschalung

Die Verfasser führen die Methode vor, welche im Rahmen des Projektierungsinstitutes für Baustoffindustrie zwecks Ausführung mittels Gleitschalung des Zyklonenturmes im Rahmen des Zementwerkes in Cimpulung-Argeş angewandt wurde, als auch die Art in welcher der ursprüngliche Entwurf abgeändert werden musste. Dieser sah ein Tragwerk aus monolytischen Stahlbetonrahmen und-decken vor.

E. KEINTZEL: Statische Berechnung II. Ordens der Mehrstock-Schalenbauten

Durch Ersetzen eines Hochbaues, dessen Tragwerk aus vollen Schalen, Hohlschalen und Rahmen gebildet wird, durch einen Stab, werden die Effekte II. Ordens durch den Effekt einer fiktiven Horizontallast genähert. Es werden Formeln und Tabellen für die Belastungsberechnung im Rahmen der Tragwerkteile, entsprechend dieser fiktiven Last, aufgeführt. Es wird die Drehung der Fundamente und der Effekt einer Unsymmetrie des Bauwerkes in Betracht gezogen.

I. STĂNCULESCU, GH. DIMA, C. OARĂ: Aufrichten eines 500 cbm-Wasserturmes in Feteşti

Die Verfasser berichten über die für das Aufrichten eines Wasserturmes durchgeführten Arbeiten, zu welchem Zweck die Methode der gerichteten Befeuchtung verwendet wurde. Desgleichen wurde versucht, diese Methode mit Bohrungen unter der durchlaufenden Fundamentplatte, zwecks einer forcierten Aufrichtung, zu kombinieren.

I. GIURGIU: Betrachtungen über den Einfluss der von Wärmekraftwerken stammenden Asche auf die physikalisch-mechanischen Eigenschaften des Leichtbetons mit Schaumschlackezuschlag

Der Beitrag weist auf das Bestreben zwecks der Verringerung des Zementverbrauches und der Rohdichte der Leichtbetone durch aktive Zuschläge hin. Unter den in Rumänien bestehenden Bedingungen ist — gemäss der Begründung des Verfassers — die von den Wärmekraftwerken stammende Asche, ein noch nicht entsprechend verwerteter industrieller Rückstand der wichtigste aktive Zuschlag.

G. CALMANOVICI: Neue Fragen der Projektierung von Stahlbeton-Fertigteilen, mit geschweissten Gittern bewehrt

Der Beitrag bespricht eine Reihe von Eigenheiten der Bewehrung der Betonfertigteile mit geschweissten Gittern auf Grund der „Technischen Anleitungen für die Projektierung der Bewehrung von Betonfertigteilen mit geschweissten Gittern" P. 59—70, welche Ende des Jahres 1970 bedingt bewilligt wurden, als auch Vorschläge für die endgültige Festlegung dieser Vorschriften.

Es wird die Frage der Bestimmung der nötigen Querschnittsfläche der Bewehrung, der Zusammenfügung der geschweissten Gitter, der Verringerung des Bewehrungsquerschnittes in den Randstreifen der kreuzbewehrten Platten und des minimalen Bewehrungsprozentsatzes besprochen.

Desgleichen werden Anleitungen für die Ausarbeitung der Projekte für mit Baustahlgitter bewehrte Bauteile gegeben, wobei ein Berechnungsbeispiel für eine vorgefertigte Deckenplatte gegeben wird.

R. BONNERT: Betrachtungen über die Projektierung der Wärmeanlagen mit überhitztes Wasser

Es werden die Gründe der Mängel besprochen, welche bei den mit überhitztes Wasser betriebenen Wärmeanlagen der Industrieunternehmen, unter Verwendung von statischen Heizkörpern, von Lufterhitzern usw. festgestellt wurden, u.zw.: mangelhafte Heizung bei Aussentemperaturen über — 5°C als auch das Uberschreiten der Rückflusstemperatur gegenüber der von dem qualitativen Regelungsdiagramm der Fernheizung (Thermofizierung) vorgeschriebenen. Es werden Vorschläge für die optimale Projektierungslösung als auch für die Bemessungsart dieser Anlagen, hinsichtlich der Beseitigung dieser Mängel, gemacht.

СОДЕРЖАНИЕ

М. ЛУПАН: Атестация новых материалов, элементов и строительных систем.

В статье объясняется и обосновывается необходимость и содержание работы атестат новых материалов, строительных элементов и систем, путем оценки их достоинств при применении в строительстве. При этом, указывается, что атестация содействует в решительной мере развитию технического прогресса в строительстве и обеспечению соблюдения некоторых качественных технических условий, использованию в строительстве некоторых конструктивных изделий и систем, соответствующих требованиям, предъявляемым сооружениям. Представлены также основные фазы атестационной процедуры.

Н. МИХАЛАКЕ, Н. ТЭУТУ: Башня циклонов на цементном заводе возведенном в скользящей опалубке, в г. Кымпулунг-Арджешь, решённом в виде ,,железобетонных диафрагм".

Авторы описывают решение принятое Институтом по проектированию зданий и сооружений промышленности строительных материалов. Согласно этому решению, башню циклонов, на цементом заводе в городе Кымпулунг-Арджешь, следовало возвести в скользящей опалубке, что привело к необходимости изменить первоначальный проект, согласно которому её решение ыло дано в виде железобетонных рам и плит.

Е. КАЙНЦЕЛ: Статический расчёт II-го порядка многоэтажных зданий и сооружений с диафрагмами

Заменив стержнем высокое сооружение, состоящее из рам и сплошных диафрагм или диафрагм с проёмами, определяются приблизительно влияния второго порядка, используя для этого мнимую горизонтальную нагрузку. Даны формулы и таблицы для расчёта воздействий на составные элементы, соответствующие упомянутой мнимой нагрузке. Принимаются по внимание вращение фундаментов и эффект нессиметричности сооружения.

И. СТЭНКУЛЕСКУ, Г. ДИМА, К. ОАРЭ: Восстановление вертикальности водонапорной башни, ёмкостью в 500 м³ в городе фэтэшть

Авгоры представляют работы проведенные по восстановленпю вертикальности водонапорной башни, при которых применялся метод регулируемого увлажнения, одновременно испробуя комбинирование этого метода с бурением под сплошной плитой фундамента, в целях ускорения процесса восстановления вертикальности.

К. ДЖУРДЖИУ: Соображения относительно влияния золы от теплоцентралей на физико-механические свойства легкого бетона из вспученного шлака

В работе описаны поиски снижения расхода цемента и плотности бетона при помощи активных добавок. В условиях Румынии наиболее эффективной добавкой — утверждает автор — является зола от теплоцентралей, промышленный отброс, еще неиспользованный надлежащим образом.

Г. КАЛМАНОВИЧ: Новые аспекты проектирования железобетонных элементов со сварными сетками

В статье представлен ряд особых сторон армирования железобетонных элементов стальными сетками согласно ,,Техническим положениям по проектированпю армирования стальными сварными сетками бетонных элементов" П. 59—70, утверждённых в конце 1970-го года для временного применения и предложениям по их окончательного утверждения. Рассматриваются вопросы определения необходимого сечения арматуры, сварки сеток, уменьшения площади сечения арматуры в крайних полосах накрест армированных плит и минимального процента армирования. Даются указания по редактированпю проектов армированных элементов с использованием сварных сеток заводского изготовления и приведен пример расчёта панели сборного перекрытия.

Р. БОННЕРТ: Соображения по проектированию отопительных проводок, использующих перегретую воду

Анализируются причины констатированных недостатков при отоплении перегретой водой промышленных предприятий, в которых используются неподвижные обогревающие приборы, аэротермы и т.п., а именно: недостаточное обогревание при температуре внешнего воздуха ниже -5°С, и превышение температуры обратного тока по сравнению с температурой, необходимой по графику качественного регулирования теплофикации. Сделаны предложения, касающиеся размеров таких проводок преследуя устранение указанных дефектов.

PENTRU UN NIVEL TEHNIC RIDICAT ŞI O CALITATE ÎMBUNĂTĂTITĂ A LUCRĂRILOR DE CONSTRUCŢII

Prof. ing. **RĂDUCANU CIOROIU**
adjunct al ministrului construcţiilor industriale

Planul cincinal de dezvoltare economico-socială a Republicii Socialiste România pe perioada 1971—1975, precum şi planul pe 1972, adoptate la sfîrşitul anului trecut, stabilesc sarcini deosebite pentru constructorii din ţara noastră, în ceea ce priveşte volumul lucrărilor ce trebuie realizate şi numărul crescînd al obiectivelor industriale, social-culturale, clădiri de locuit şi alte construcţii ce trebuie puse în funcţiune, precum şi o serie de indicatori tehnico-economici ai producţiei de construcţii-montaj, care trebuie îndepliniţi an de an, la un nivel tot mai ridicat.

Unul din principalii indicatori ai oricărei producţii este calitatea, pentru care prevederile planului stabilesc necesitatea asigurării îmbunătăţirii continue a nivelului tehnic şi al calităţii producţiei prin o serie de măsuri şi, în special, prin adoptarea produselor noi cu parametri superiori, perfecţionarea tehnologiilor şi creşterea ponderii produselor de calitate superioară în volumul total al producţiei.

În limbajul constructorilor, aceste măsuri se traduc prin realizarea de lucrări de construcţii de calitate superioară, concomitent cu adoptarea unor noi sisteme constructive şi procedee tehnologice destinate ridicării productivităţii muncii prin industrializarea lucrărilor de construcţii. Deci productivitate şi calitate — acestea trebuie să fie atributele noilor metode şi procedee industrializate de lucru pe şantiere.

Ridicarea nivelului tehnic şi o calitate îmbunătăţită a lucrărilor de construcţii-montaj pe şantiere sînt condiţionate atît de concepţia proiectului, respectiv de alegerea soluţiei constructive şi a modului ei de rezolvare în toate detaliile, cît şi de tehnologia de execuţie şi de transpunerea în practică a soluţiei, inclusiv respectarea tuturor prevederilor din proiect şi a regulilor artei construcţiilor în general.

Sub aspectul concepţiei de proiectare, alegerea soluţiei şi rezolvarea ei în detaliu trebuie făcută avînd în vedere două condiţii esenţiale care determină nivelul ei tehnic şi calitatea construcţiei.

În primul rînd, construcţia trebuie privită ca un ansamblu unitar pe întreaga ei durată de existenţă, de la concepţia proiectului, pînă la dispariţia construcţiei, cuprinzînd toate etapele : proiectarea, execuţia şi exploatarea. Din acest punct de vedere, soluţia trebuie să satisfacă nu numai siguranţa la distrugere, ci să răspundă şi la stările limită ale unei exploatări normale, păstrînd un echilibru judicios între costul de investiţie şi costul de întreţinere, astfel ca eficienţa economică totală (cheltuieli de investiţii + cheltuieli de întreţinere) să fie maximă.

În al doilea rînd, proiectantul trebuie să aibă în vedere condiţiile şi posibilităţile reale de execuţie, astfel ca soluţia să se poată realiza în condiţii normale, fără a influenţa calitatea execuţiei. Pentru a fi mai explicit, trebuie adăugat că aceasta nu înseamnă recurgerea la soluţii cu indici tehnico-economici mai scăzuţi ; din contră, trebuie să se adopte soluţii cu cei mai ridicaţi parametri, dar concepţia proiectului să fie raţională şi simplă, fără complicaţii inutile, care pot da naştere la dificultăţi de execuţie şi pot genera defecţiuni.

Sub aspectul execuţiei lucrărilor, cea mai importantă condiţie a realizării unor lucrări de calitate este ca pe lîngă respectarea cu stricteţe a regulilor generale de construcţie, însuşite pe baza experienţei constructorilor din toate ţările şi din toate timpurile, concretizate în prescripţiile tehnice, să se aplice întocmai tehnologia de execuţie adecvată soluţiei respective, prevăzută în proiect.

Dar în ambele domenii ale activităţii de construcţii menţionate mai sus : proiectarea şi execuţia, trebuie să se aibă în vedere schimbarea produsă în procesul de construcţie în ultimele decenii sub influenţa revoluţiei tehnico-ştiinţifice contemporane, şi anume introducerea tehnicii noi, legată de industrializare, de care s-a amintit la început.

Folosirea tehnicii noi în construcţii, concretizată în introducerea de materiale noi de construcţii, cu caracteristici superioare, în producerea uzinală de elemente de construcţii prefabricate cu parametri ridicaţi, în adoptarea unor noi sisteme constructive cu performanţe ridicate şi a unor tehnologii moderne de realizare a acestora creează noi condiţii şi servituţi

atît pentru proiectarea și execuția lucrărilor, cît și pentru exploatarea construcțiilor realizate cu aceste noi soluții.

Astfel, în ceea ce privește proiectarea și executarea construcțiilor concepute pe baza tehnicii noi, acestea implică o legătură mai strînsă între soluția constructivă, respectiv sistemul de construcție, și tehnologia de realizare, între care există o strînsă interdependență.

În concepția modernă a construcțiilor, folosirea materialelor și elementelor noi cu caracteristici înalte nu se poate realiza independent de rezolvarea tehnologiei de punere în operă a acestora, care să asigure valorificarea rațională și sigură a acestor caracteristici și să garanteze calitatea lucrării.

Alături de inginerul constructor statician, inginerul constructor tehnolog (fie că face parte din organizația de proiectare, fie din cea de execuție) capătă un rol din ce în ce mai important în definitivarea soluției constructive și tehnologice, care trebuie privită în mod unitar.

Pentru a asigura succesul și eficiența soluțiilor de tehnică nouă introduse în construcții, respectiv utilizarea rațională a noilor materiale, sisteme constructive și tehnologii aferente, precum și garantarea respectării condițiilor tehnice de calitate și siguranță în folosirea acestora, este necesară atestarea acestor soluții pe baza rezultatelor cercetărilor și experimentărilor, înainte de extinderea lor pe scară mare în practică. La această acțiune, un rol important îi revine activității de cercetare științifică în construcții, care trebuie să certifice, pe baza cercetărilor și experimentărilor efectuate, valabilitatea soluțiilor și să specifice condițiile de aplicare.

Dar adoptarea în proiectare și realizarea construcțiilor moderne a concepției integrale, care consideră construcția ca un ansamblu unitar pe întreaga ei durată, impune să se ia în considerare și comportarea în timp a construcțiilor pe durata de exploatare.

Necesitatea urmăririi în timp a comportării construcțiilor este determinată atît de asigurarea securității în exploatare, cît și de verificarea soluțiilor de tehnică nouă folosite pe scară din ce în ce mai largă.

Sub aspectul securității în exploatare, necesitatea urmăririi în timp a comportării rezultă atît din accentuarea unor fenomene cu caracter evolutiv ce se manifestă în exploatarea de lungă durată și care nu au putut fi prevăzute la proiectare (curgere lentă, contracție, tasare, oboseală, îmbătrînire etc.) și care pot schimba condițiile inițiale, cît și din apariția unor noi condiții datorate unor schimbări de destinație (încărcări suplimentare, condiții noi de agresivitate etc.) sau unor cauze fortuite (cutremur, inundații, foc etc.) care pot influența rezistența, stabilitatea și durabilitatea construcțiilor.

În ceea ce privește cazul construcțiilor la care s-au aplicat soluții de tehnică nouă, urmărirea comportării — care este legată și de atestare — este necesară pentru verificarea acestor soluții în condiții reale de exploatare, în vederea îmbunătățirii și extinderii lor pe scară mare.

Prin urmărirea comportării în timp se pot semnala din vreme neregulile și defectele ce pot apare, se pot lua măsuri de remediere și, astfel, se pot preveni avarii grave care ar putea produce pagube materiale și chiar accidente.

La această acțiune trebuie să participe și beneficiarii lucrărilor de construcții, respectiv titularii de investiții, care sînt interesați în asigurarea — în condiții economice — a unei durate cît mai mari de exploatare a construcțiilor pe care le folosesc.

Ministerul Construcțiilor Industriale a luat măsuri de reglementare, atît pentru atestarea noilor materiale, elemente, sisteme constructive și tehnologii de execuție, cît și pentru urmărirea comportării în timp a construcțiilor, menite să asigure un nivel tehnic ridicat și o calitate din ce în ce mai bună a lucrărilor de construcții-montaj.

ATESTAREA noilor materiale, elemente şi sisteme de construcţii

Ing. **MIRCEA LUPAN**
Director adj. ştiinţific INCERC

1. CONDIŢIILE CARE DETERMINĂ INSTITUIREA ATESTĂRII. NECESITATEA ATESTĂRII

Creşterea într-un ritm accelerat a volumului lucrărilor de construcţii-montaj şi dezvoltarea rapidă a tehnicii construcţiilor, după cel de-al doilea război mondial, au fost însoţite, în toate ţările, de introducerea unor noi produse (materiale, elemente), sisteme constructive şi procedee de construcţii şi instalaţii, deosebite de cele tradiţionale, care aveau menirea să permită realizarea pe cale industrială, într-un timp mai scurt, în mod mai economic şi de calitate superioară, a clădirilor şi construcţiilor de toate categoriile.

Această evoluţie inevitabilă a pus în faţa constructorilor (proiectanţi şi executanţi) numeroase probleme tehnice noi, legate de : proprietăţile diferite ale noilor produse şi controlul lor, condiţiile specifice de punere în operă, domeniul raţional de utilizare şi, în special, modul de comportare în construcţii sub aspectul durabilităţii, respectiv al menţinerii în timp, a caracteristicilor de calitate.

Lipsa de experienţă şi de mijloace a îngreunat rezolvarea acestor probleme pe cale obişnuită şi a dus la necesitatea *instituirii şi aplicării unui sistem nou de reglementare în construcţii*, însoţit de o procedură specială, care să ajute şi să ghideze pe constructori (proiectanţi şi executanţi) în alegerea, extinderea şi stabilirea condiţiilor de utilizare în construcţii a noilor produse şi sisteme constructive.

În acest mod a apărut în multe ţări, de mai mulţi ani, sistemul de *atestare* sau de *agrement tehnic* a noilor materiale şi procedee (sisteme) de construcţii netradiţionale.

Sistemul a fost iniţiat şi pus la punct în această formă mai întîi în Franţa, începînd din 1945, unde a căpătat şi denumirea de „*Agrément des matériaux nouveaux et des procédés non traditionnels de construction*", apoi a fost introdus şi în alte ţări occidentale ca : Belgia, Olanda, Italia, Spania, Portugalia, care fac parte din Uniunea europeană pentru agremente tehnice în construcţii — UEAtc. Sub forme similare, sistemul există şi în o serie de alte ţări, atît capitaliste, cît şi socialiste.

Necesitatea instituirii unui sistem de atestare este determinată atît de nevoile producătorilor de materiale şi elemente de a demonstra că produsele noi sînt de calitate corespunzătoare pentru construcţii, cît şi ale constructorilor care au nevoie de o apreciere a posibilităţilor de folosire în construcţii a produselor noi, precum şi a calităţii construcţiilor realizate cu acestea.

Pe scurt, se poate spune că introducerea atestării este necesară din două motive principale :

— primul, pentru a promova progresul tehnic în construcții, permițînd folosirea rațională a unor noi produse, sisteme și tehnologii eficiente ;

— al doilea, pentru a asigura respectarea unor condiții tehnice de calitate la folosirea în construcții a noilor produse și sisteme constructive, corespunzător cu exigențele cerute construcțiilor.

2. SCOPUL ȘI CONȚINUTUL ATESTĂRII

a) Principalul *scop al atestării* este de a „atesta", respectiv *de a recunoaște calitatea materialelor și elementelor de construcție*, care intră în alcătuirea construcțiilor și, prin aceasta, de *a aprecia calitatea construcțiilor executate cu aceste produse*, sub aspectul satisfacerii exigențelor de utilizare (exploatare) corespunzătoare destinației lor.

Problema recunoașterii calității materialelor și sistemelor de construcție și — legată de aceasta — cea a aprecierii calității construcțiilor nu este nouă și s-a pus în toate timpurile, bazîndu-se în special pe determinarea proprietăților fizico-mecanice ale materialelor, pe experiența și aplicarea regulilor clasice ale artei construcțiilor, pe încercări și verificări experimentale, intrate treptat în tradiția construcțiilor.

Așa de exemplu, constructorii utilizează, de mult timp, anumite pietre naturale extrase din cariere cunoscute, pentru lucrări de artă sau monumente, precum și cărămida și betonul turnat monolit, pentru diverse clădiri, materiale care au caracteristici bine cunoscute, pentru care există o tradiție suficientă și metode de încercare bine puse la punct, utilizate în mod curent.

Dar o dată cu apariția materialelor noi, a elementelor prefabricate și a sistemelor noi de construcție, precum și în urma stabilirii unor noi exigențe privind exploatarea construcțiilor, care trebuiau satisfăcute, problema se complică și regulile clasice nu mai sînt suficiente, iar experiența și tradiția lipsesc.

În aceste cazuri, apare necesitatea unei noi modalități care să permită alegerea și *aprecierea aptitudinii la utilizarea în construcții* a noilor materiale, elemente și sisteme constructive, și tocmai acesta este *scopul atestării*.

De ce apare o diferențiere de procedură, față de materialele și sistemele clasice de construcție, și în ce constă ea ?

În primul rînd, materialele și elementele noi de construcție care au devenit, în mare parte, produse industriale, fabricate în mare serie, au alte caracteristici, cu totul diferite față de cele ale materialelor tradiționale : sînt mai rezistente, dar și mai ușoare, au pereți mai subțiri și secțiuni mai reduse, au o compoziție și alcătuire diferită, obținute prin noi procedee tehnologice care le fac mai sensibile la anumite solicitări mecanice, la comportarea în timp și în special la influențe ale mediului înconjurător (care și el și-a schimbat caracteristicile — au apărut medii mai agresive o dată cu dezvoltarea industrializării în toate ramurile economiei). Cunoașterea acestor proprietăți și comportări necesită studii și cercetări speciale, cu totul noi, unele fiind foarte ample și costisitoare, iar în unele cazuri — de exemplu durabilitatea în timp — nici nu există mijloace practice, la nivelul cunoștințelor actuale, pentru determinarea lor (metodele de îmbătrînire accelerată nu pot da decît indicații în această privință, dar nu certitudine absolută).

În al doilea rînd, exigențele cerute construcțiilor moderne sînt cu totul diferite față de trecut datorită complexității condițiilor de exploatare, creșterii nivelului de viață al oamenilor, precum și unor noi condiții economice.

Astfel, apar noi exigențe privind siguranța construcțiilor legate de proprietățile reale ale materialelor și noilor metode de calcul semiprobabilistice și la stări limită, exigențe de confort privind izolarea termică și fonică a construcțiilor, exigențe privind rezistența la anumite medii agresive ale elementelor de construcție, exigențe privind durabilitatea și comportarea la solicitări mecanice speciale (solicitări repetate, șocuri, uzură etc.), exigențe estetice privind calitatea finisajelor, ș.a.m.d. Toate aceste exigențe variază de la o construcție la alta, ceea ce complică și mai mult problema.

Pentru a putea aprecia complexitatea unor astfel de probleme este suficient să ne referim la un exemplu relativ simplu, și anume problema alegerii unei pardoseli în funcție de exigențele la care trebuie să răspundă. Astfel, se poate cere ca această pardoseală să dureze zeci de ani și să suporte un trafic de circulație foarte dur, provocat de bocanci cu cuie, roți cu bandaje înguste etc., sau — din contră — în alte cazuri, să reziste numai la o circulație ușoară și să dureze un interval de timp mai scurt (cîțiva ani) pentru motive de aspect estetic, schimbare de destinație a clădirii etc.

b) Din cele de mai sus rezultă că pentru a stabili soluția unui element sau sistem de construcție, realizat cu noi materiale, este necesar ca — plecînd de la proprietățile materialelor și cunoscînd exigențele cerute construcției — să se facă alegerea cea mai potrivită, asigurînd concordanță deplină între proprietățile materialelor și exigențele construcțiilor cărora le sînt destinate, prin transpunerea pe plan tehnic a problemei și stabilirea criteriilor de calitate corespunzătoare pentru verificarea aptitudinii de utilizare în construcții a produsului sau sistemului constructiv respectiv.

Acest lucru nu se poate stabili însă, în mod direct și așa de simplu, deoarece stadiul actual

al cunoștințelor, precum și dificultatea de a exprima și formula fără echivoc criteriile de măsurare a exigențelor, în toate cazurile, nu permit o rezolvare pe cale obișnuită a problemei.

Astfel, este foarte dificil să se verifice, în unele cazuri, prin încercări sau experimentări, că un anumit material este complet apt pentru o anumită utilizare, care să-i permită satisfacerea unei anumite exigențe, deoarece ar fi necesare experimentări foarte dificile, laborioase și costisitoare și tot atît de greu de interpretat.

Atunci se recurge la experimentări parțiale, la interpretări prin extrapolare și la analize comparative cu alte materiale sau lucrări similare, procedîndu-se prin aproximații succesive, *pe baza unei judecăți tehnice a aptitudinii la utilizarea în construcții* a noilor materiale sau elemente în cauză.

Pe această bază se obține o apreciere tehnică favorabilă a soluției din toate punctele de vedere (inclusiv al comportării și durabilității) și se furnizează informațiile tehnice necesare constructorilor cu privire la posibilitățile, modul și condițiile (eventual restricțiile) de utilizare ale unui nou material sau sistem constructiv. Prin aceasta, constructorii află că un anumit material sau element de construcție, produs după o anumită tehnologie, avînd anumite caracteristici, care pot fi identificate într-un mod determinat, dacă este pus în operă în anumite condiții, *este apt să fie utilizat la o anumită lucrare și să satisfacă exigențele cerute.*

În aceasta constă *esența și conținutul atestării.* Rezultă deci clar că *atestarea implică*, pe lîngă toate datele și informațiile tehnice ce pot fi obținute prin calcule, încercări și experimentări, *și o apreciere tehnică bazată pe o interpretare și judecată* a acestor date și informații, judecată care se referă la *aptitudinea de utilizare în construcții* a materialului, elementului sau sistemului respectiv.

Fără a constitui o garanție totală și absolută, *atestarea trebuie considerată ca cea mai bună apreciere* care se poate da — pe baza unui examen foarte complet, în stadiul cunoștințelor din momentul respectiv și în lipsa unei experiențe de lungă durată — asupra *aptitudinii la folosire în construcții* a noilor materiale, elemente și sisteme constructive, sub aspectul satisfacerii exigențelor cerute.

Este absolut evident că această apreciere bazată pe judecată este necesară și — în orice caz — preferabilă unei lipse de reglementări în acest domeniu sau unei reglementări incomplete și deficiente.

3. OBIECTUL ATESTĂRII

După cum rezultă chiar de la început, atestarea se aplică la materiale și elemente noi de construcții și instalații. Acest obiect al atestării necesită, însă, precizări și completări.

a) În primul rînd, așa cum s-a arătat mai sus, *obiectul atestării* îl constituie *aptitudinea la utilizare în construcții* a noilor materiale și elemente de construcții și instalații, ceea ce înseamnă că *nu se atestează materialul sau produsul în sine* (care poate fi corespunzător sau necorespunzător), ci numai în măsura în care — judecînd lucrarea terminată, executată cu acel produs — punerea în operă a produsului respectiv, *utilizarea lui, este bine definită și corespunzătoare.*

Sub acest aspect trebuie arătat că utilizarea în construcții a noilor materiale și elemente implică și sistemele constructive alcătuite cu acestea, deoarece aptitudinea la utilizare trebuie să satisfacă unele exigențe ale construcțiilor terminate care nu se pot aprecia și judeca decît pe ansamblul sistemului constructiv și nu pe materialul sau elementul în sine. Așa spre exemplu, stabilitatea unei construcții depinde de modul de realizare a îmbinării dintre elementele prefabricate și nu numai de caracteristicile acestor elemente, iar izolarea termică a unei terase depinde de alcătuirea constructivă a terasei și nu numai de proprietățile materialului izolator ce intră în componența sa.

În același timp, realizarea sistemului constructiv, cu noile materiale și elemente și cu performanțele de calitate corespunzătoare exigențelor cerute, depinde de procedeul tehnologic de execuție, respectiv de modul de punere în operă și asamblare a acelui sistem, care — de multe ori — impune chiar adoptarea obligatorie a anumitor procedee. Așa spre exemplu, calitatea unor îmbinări între elementele prefabricate, realizate cu oțeluri superioare, depinde de procedeul de sudare adoptat, sau executarea unor hidroizolații cu materiale noi, implică adoptarea unor procedee de lipire la cald sau la rece.

În multe cazuri, realizarea performanțelor cerute unui material sau element de construcție este condiționată chiar de procedeul tehnologic de fabricare a produsului respectiv și, în acest caz, el trebuie să facă parte integrantă din procesul de atestare. De exemplu, pentru anumite elemente prefabricate de beton armat destinate unor construcții cu condiții grele de exploatare (șocuri sau îngheț-dezgheț repetat) este interzisă întărirea accelerată a betonului prin tratare termică, a cărei influență asupra structurii betonului face ca elementele respective să fie sensibile la astfel de solicitări și de aceea trebuie să se cunoască, să se prescrie prin atestare și să se respecte modul de accelerare a întăririi betonului adecvat pentru asemenea destinații.

Din toate cele menționate mai sus rezultă că *prin materiale și elemente noi de construcții și instalații, în sensul atestării pentru utilizare în construcții, trebuie înțelese inclusiv sistemele constructive și procedeele tehnologice aferente, pentru fabricarea și punerea în operă*, respectiv *pentru realizarea construcțiilor respective.*

De asemenea, în ce privește materialele și elementele de instalații, trebuie înțelese și *echipamentele*, care pot fi sau aparate, sau părți sau ansambluri de lucrări aproape terminate, care se montează în construcție.

b) În al doilea rînd, trebuie precizat că, fiind vorba de materiale, elemente și sisteme constructive noi, *nu formează — în general — — obiectul atestării materialele, elementele și sistemele constructive tradiționale*, a căror fabricație și utilizare sînt bine cunoscute, pentru care există o bună și îndelungată experiență (inclusiv asupra comportării în timp) și care sînt consacrate prin prescripții tehnice existente (standarde, normative etc.) Din acest motiv, în unele țări s-a adoptat termenul de „materiale și elemente (procedee) netradiționale", înțelegînd prin aceasta acele materiale, elemente sau sisteme constructive și procedee care comportă ceva nou, necunoscut pînă atunci, fie în ce privește compoziția materiilor prime, fie alcătuirea lor, fie metodele de punere în operă și mai ales comportarea în timp.

În legătură cu aceasta, este însă de precizat că există cazuri cînd elementele și sistemele constructive alcătuite din materiale tradiționale sînt realizate prin procedee noi, care pot influența caracteristicile tehnice și performanțele construcției. Asemenea este cazul pereților de beton monolit turnat cu procedee noi industrializate, care, în privința respectării condițiilor de calitate, nu trebuie să fie exceptați de la regimul impus unor pereți alcătuiți din panouri prefabricate. Astfel de cazuri nu pot fi lăsate în afara acțiunii de atestare fără a risca — prin omisiunea lor — pericolul introducerii și folosirii în construcții a unor tehnologii neverificate, cu toate consecințele grave; prin urmare, *atestarea trebuie extinsă și asupra sistemelor și procedeelor noi de ansamblu care folosesc materiale tradiționale, dar care sînt puse în operă după o tehnologie nouă.*

c) În al treilea rînd, trebuie arătat că atestarea se referă numai la materiale, elemente și sisteme constructive pentru construcții și instalații care sînt *complet definite*, care *se produc și se folosesc în construcții* și *se pot identifica*, în ce privește: structura, compoziția, forma, alcătuirea și toate caracteristicile (fizice, mecanice, chimice etc.), modul și condițiile de fabricare și unitatea producătoare, care — prin dotarea și experiența ei — poate garanta stabilitatea caracteristicilor cerute. De asemenea, la aceste materiale și elemente trebuie să se cunoască modul și condițiile de punere în operă și alcătuire a construcției, precum și destinația precisă, ca domeniu de utilizare.

Aceste date de identificare sînt absolut necesare pentru a se *putea recunoaște conformitatea obiectului cu condițiile atestării și pentru a se putea face aprecierea aptitudinii la utilizare în construcții.*

De aici rezultă că nu trebuie supuse atestării materiile prime și materialele (ca de ex: cimentul, oțelul), care — chiar dacă sînt bine definite ca proprietăți — au, însă, o utilizare generală, fără o destinație precisă și ale căror condiții de utilizare în construcții nu necesită o verificare a aptitudinii de utilizare sau a comportării în timp.

Pentru a cuprinde într-un termen mai scurt domeniul de aplicare al atestării, toate aceste produse (materiale, elemente, echipamente), sisteme constructive și procedee de execuție, noi sau netradiționale, care se încadrează în categoriile menționate mai sus, pot fi denumite *„obiecte noi"* pentru construcții și instalații.

4. CARACTERUL ATESTĂRII

Pentru a corespunde scopului și conținutului său, atestarea în construcții trebuie să îndeplinească o serie de condiții, care o caracterizează.

a) În primul rînd, atestarea trebuie să aibă un *caracter utilitar*, în cel mai înalt grad posibil. Din acest punct de vedere, atestarea trebuie să comporte o *judecată de apreciere* care să fie: concretă, completă și rapidă.

● *O judecată de apreciere concretă* trebuie să se refere la obiecte identificabile (produse, sisteme, lucrări), la care se pot verifica caracteristicile, așa cum se produc și se realizează pe șantiere (respectiv cu toate variațiile, imperfecțiunile și abaterile intrinsece) și care sînt obținute în condițiile și cu mijloacele reale de fabricație, manipulare, transport, punere în operă. Sub acest aspect, atestarea nu se poate referi la idei, principii, proiecte și nici chiar la mostre de laborator sau prototipuri confecționate ad hoc.

Această precizare cu privire la *caracterul concret al atestării* este impusă de necesitatea ca judecata de apreciere să se bazeze pe datele reale de comportare, cu toate riscurile de erori aferente. Rezultă deci că *pentru a fi atestate, obiectele respective trebuie să fi fost aplicate în practică*, cel puțin la o construcție experimentală sau la o serie mică.

● *O judecată de apreciere* completă trebuie să aibă în vedere obiectul pus în operă, în construcția gata terminată, în condițiile de a fi folosită în exploatare și corespunzînd exigențelor prestabilite, astfel încît să se poată ține cont, în judecata de apreciere, de toate condițiile reale și de interacțiunile posibile cu alte părți de construcție, de posibilitățile și condițiile normale de utilizare, după darea în exploatare etc.

În acest sens, nu este de loc suficient ca atestarea să cuprindă numai produsele așa cum ies din uzină, ci ea trebuie să verifice și să indice modul cum trebuie puse în operă acele produse,

inclusiv condiţiile şi performanţele care asigură realizarea construcţiei conform exigenţelor prescrise.

● *O judecată rapidă*, dar în acelaşi timp competentă, trebuie să se producă într-un timp util, cît mai redus posibil, astfel încît, cunoscînd minimum de date necesare pentru a nu se face greşeli, să nu se aştepte timp îndelungat cu punerea completă la punct a unui nou sistem constructiv, care nu va putea fi niciodată perfect şi pentru care nu se vor putea avea toate cunoştinţele necesare asupra comportării în timp.

În acest sens trebuie, în mod conştient, dar rezonabil, ca judecata de atestare să cuprindă un anumit grad de risc, fără a aştepta să se ştie totul despre obiectul atestat, deoarece este mai periculos să nu se facă nici un fel de judecată asupra unui nou obiect ce se foloseşte în construcţii şi să se lase libera lui extindere.

Pentru a putea emite această judecată rapidă şi competentă este nevoie de o anumită experienţă şi procedură, aşa cum se va arăta într-un alt punct, mai jos.

b) În al doilea rînd, dar în strînsă legătură cu cele arătate mai sus, atestarea trebuie să aibă un pronunţat *caracter dinamic*.

Pentru a fi de folos beneficiarilor şi constructorilor şi pentru a asigura utilizarea, în construcţii, a noilor produse şi sisteme constructive, corespunzător cerinţelor mereu crescînde, atît sub aspect tehnic-calitativ cît şi tehnico-economic, *atestarea trebuie să ţină pasul cu progresul tehnic, să evolueze continuu* în funcţie de îmbogăţirea cunoştinţelor în materie de construcţii, de sporirea progresivă a performanţelor şi exigenţelor de toate categoriile, de factorii economici şi sociali.

Trebuie reţinut că *atestarea nu este un simplu act administrativ*, static, cu un conţinut îngheţat într-o instrucţiune (chiar tehnică) aprobată, ci este o *judecată tehnică, avînd un caracter viu, dinamic*.

Atestarea se referă la obiecte noi, susceptibile de continuă perfecţionare, datorită progresului tehnic şi ţinteşte, dinamic, spre noi performanţe viitoare, în opoziţie cu soluţiile tradiţionale statice, bazate pe experienţa trecută.

Acest caracter dinamic, inerent oricărui proces de dezvoltare, duce la necesitatea de a *limita în timp durata de valabilitate* a unei atestări (după experienţa majorităţii ţărilor, durata se limitează la maximum trei ani).

Această limitare este necesară pentru a permite efectuarea unei noi judecăţi de apreciere, determinată de următoarele considerente :

— Pe de o parte, necesitatea de a verifica modul de comportare în timp a lucrărilor şi construcţiilor realizate cu obiectele atestate în perioada anterioară şi, pe baza datelor reale şi a cunoştinţelor obţinute, de a aduce corecturile necesare pentru îmbunătăţirea soluţiei. Acest lucru impune *obligativitatea urmăririi comportării în timp a construcţiilor realizate cu obiecte atestate* (deci o continuare a cercetării şi în faza de exploatare a construcţiilor) pentru a se putea trage concluzii şi completa informaţiile ce au lipsit la acordarea atestării şi pentru a împiedica perpetuarea unor eventuale greşeli.

— Pe de altă parte, obligaţia de a aprecia din nou aptitudinea de utilizare a obiectului atestat, în raport cu noile performanţe obţinute în domeniul respectiv pe plan mondial, ca urmare a progresului tehnic realizat în perioada anterioară, în ceea ce priveşte : noi cunoştinţe în domeniul tehnologiei de fabricaţie şi control care duc la o îmbunătăţire a calităţii ; apariţia pe piaţă a unor noi produse similare sau sisteme constructive cu performanţe superioare ; creşterea nivelului exigenţelor pe care trebuie să le satisfacă construcţiile ; îmbunătăţirea în domeniul rezultatelor economice (indici de productivitate, consumuri de materiale, rapiditate de execuţie etc.).

De aici rezultă că, prin caracterul său dinamic, atestarea trebuie să permită evoluţia continuă a produselor şi sistemelor utilizate în construcţii, deoarece ceea ce satisface azi poate să nu fie corespunzător mîine şi, dacă nu se poate adapta şi îmbunătăţi, trebuie să dispară şi să fie înlocuit cu altceva. Ca urmare, *o atestare nu poate fi acordată definitiv, pe o durată nelimitată* (obiectul atestat putîndu-se uza atît sub aspect tehnic-calitativ, cît şi economic, fiind depăşit de alte produse) şi deci după expirarea perioadei de valabilitate, atestarea trebuie reexaminată pentru a se decide dacă este raţional să fie prelungită sau dacă trebuie retrasă, produsul nemaifiind corespunzător din punct de vedere tehnic sau economic.

Această limitare în timp a valabilităţii unei atestări duce la o emulaţie şi întrecere continuă între diferitele produse şi sisteme constructive, ceea ce contribuie la dezvoltarea progresului tehnic în construcţii.

Trebuie menţionat, însă, faptul că dacă un obiect atestat este recunoscut valabil şi după expirarea primei durate de atestare şi se dovedeşte competitiv şi corespunzător în continuare, intrînd în patrimoniul tehnicii curente a construcţiilor, *acel obiect iese din sfera de acţiune a atestării, devenind „obiect tradiţional"*, iar *atestarea este înlocuită printr-o prescripţie tehnică definitivă*.

5. PROCEDURA ATESTĂRII

Conţinutul şi caracterul atestării, explicate la punctele precedente, duc la necesitatea introducerii şi aplicării unei proceduri speciale pentru acordarea atestării noilor produse şi sisteme de construcţie.

Înainte de toate, pentru a se produce actul atestării, trebuie ca obiectul supus atestării să fie produs și utilizat în construcții și să existe un beneficiar al atestării (de regulă o întreprindere de construcții singură sau împreună cu un producător sau o întreprindere industrială care execută și lucrări de construcții-montaj cu produsele sale), care solicită atestarea.

Pentru a putea solicita atestarea unui obiect, beneficiarul atestării trebuie să prezinte toate datele privind definirea și identificarea produsului, rezultatele studiilor și cercetărilor ce stau la baza lui, rezultatele experimentărilor pe șantiere, ale comportării în construcție etc. Aceste studii, cercetări și experimentări trebuie efectuate în colaborare cu o unitate de cercetare în profilul căreia se cuprinde studiul și cercetarea folosirii în construcții a noilor materiale și sisteme.

Pornind de la toate datele obținute în urma studiilor și cercetărilor (încercări de laborator) și experimentărilor pe șantiere și pe construcții reale a obiectului supus atestării, cu privire la toate caracteristicile și comportările sale, *atestarea trebuie să aprecieze*, în esență, așa cum s-a arătat, *aptitudinea la utilizare în construcții a obiectului respectiv.*

Această apreciere a aptitudinii la utilizare în construcții a unui produs sau sistem nou comportă — cum s-a văzut — *o judecată tehnică* ce confruntă, pe de o parte, un obiect definit, avînd caracteristicile rezultate din încercări și experimentări, cu exigențele unei utilizări determinate, pe de altă parte, și prin sinteza tuturor acestor date și informații (inclusiv a aprecierii comportării în timp) stabilește caracteristicile și performanțele definitive ale obiectului, condițiile tehnice de fabricare, transport și punere în operă, condițiile (și eventual restricțiile) de utilizare, impuse de caracteristicile obiectului și de gradul de siguranță necesar domeniului respectiv de utilizare, precum și modul de control în scopul verificării îndeplinirii condițiilor prevăzute de atestare.

Această judecată tehnică constituie partea principală a procesului de atestare, care comportă o bogată cunoaștere și experiență a artei și tehnicii construcțiilor, un simț critic foarte dezvoltat și mai ales capacitatea de a emite un diagnostic just al soluționării obiectului supus spre atestare.

De aici rezultă că judecata tehnică, în procesul de atestare, nu poate fi încredințată numai anumitor specialiști din domeniul respectiv, ci ea trebuie să fie pronunțată de un organ special (o comisie de atestare) cu caracter permanent și anume creat în acest scop, compus dintr-un întreg evantai de specialiști de toate categoriile, cu mare experiență în construcții și reprezentînd toți factorii și toate profesiunile tehnice care sînt interesate și care concură la realizarea construcțiilor (beneficiari, proiectanți, producători, executanți, cercetători, ingineri, arhitecți, profesori etc.).

Acest organ trebuie să-și bazeze judecata pe examinarea problemelor sub toate aspectele și pe toate fețele, cît mai complet posibil, căutînd să suplinească lipsa de date suficiente (mai ales cu privire la comportarea în timp) prin exprimarea obligatorie a punctelor de vedere ale tuturor specialiștilor și factorilor interesați care fac parte din respectivul organ (comisia de atestare).

Formularea judecății tehnice de atestare, în acest mod, este un lucru destul de dificil, necesitînd o dezbatere eficientă, care prin punerea adecvată a problemelor să provoace răspunsuri raționale și fundamentate din partea tuturor reprezentanților. La aceasta se ajunge treptat, printr-o activitate continuă, pe măsură ce se cîștigă experiență, din judecarea succesivă a mai multor cazuri, ceea ce duce la stabilirea unei *„jurisprudențe"*.

Această jurisprudență se perfecționează continuu și servește la îmbunătățirea judecăților de atestare, ducînd la *elaborarea și menținerea unei linii unitare, la formarea unei doctrine proprii în activitatea de atestare*, astfel încît aceasta să *trezească încrederea tuturor constructorilor în sistemul de atestare instituit.*

Dezbaterile în comisia de atestare trebuie orientate în așa fel încît să se asigure obiectivitate deplină, să nu se risipească în considerații sterile, ci să se analizeze în fond toate aspectele problemei și, pe această bază, să se dea — cu deplină responsabilitate — avizul cel mai competent și mai complet.

Din punct de vedere al procedurii propriu-zise, procesul de atestare comportă următoarele faze principale :

- Prezentarea, respectiv *descrierea și definirea completă a obiectului* supus atestării, prin examinarea sa : sub *aspectul compoziției* (alcătuirii) și al tuturor proprietăților sale, în vederea identificării și determinării condițiilor de comportare și de utilizare ; sub *aspectul fabricației*, care trebuie să asigure, printr-o tehnologie adecvată și printr-un mod de control corespunzător, calitatea constantă a obiectului ; în ceea ce privește *modul de punere în operă*, în vederea aprecierii ușurinței de asamblare și montaj, precum și *modul de funcționare și comportare în exploatare.*
- *Efectuarea studiilor și cercetărilor* specifice obiectului examinat cuprinzînd : *încercări de laborator* pentru identificarea obiectului cu proprietățile definite și pentru verificarea, în special, a acelor caracteristici care sînt utile și necesare pentru clarificarea domeniului și condițiilor de folosire în construcții (inclusiv caiete de sarcini și metode de control aferente) ; *experimentări tehnologice pe șantier* privind verificarea modului de punere în operă

și *observații și anchete de șantier* asupra condițiilor reale de folosire în construcții, inclusiv *urmărirea în exploatare*. Aici este de menționat *obligativitatea experimentării obiectului pe șantiere, în condiții reale, înainte de a fi supus atestării.*

- *Instrucția propriu-zisă a atestării*, care cuprinde verificarea și precizarea datelor privind definirea obiectului supus atestării, a rezultatelor studiilor, cercetărilor și experimentărilor, printr-o *expertizare* a acestora și concretizare a tuturor datelor, rezultatelor și condițiilor într-un *extras tehnic sintetic*, ce se prezintă comisiei de atestare. Acest extras tehnic trebuie să cuprindă, într-o redactare clară și succintă, următoarele : definirea obiectului atestării ; modul de alcătuire (materiale, compoziție, elemente constitutive, caracteristici) ; condiții de folosire ; condiții de punere în operă ; caracteristici de ansamblu pe construcție, domenii și condiții (restricții) de utilizare ; condiții de identificare ; control și recepție ; referințe asupra aplicării înainte de atestare.
- *Dezbaterea și judecarea propriu-zisă în comisia de atestare a obiectului*, pe baza documentelor prezentate de beneficiar, a extrasului tehnic și a examinării situației la fața locului de către membrii comisiei de atestare, cu privire la aptitudinea de utilizare în construcții și *emiterea avizului comisiei de atestare.*
- *Decizia de atestare* (actul administrativ propriu-zis) eliberată de organul de directivare în construcții, pe baza avizului comisiei de atestare, trebuie să cuprindă denumirea obiectului, locul de producție și punere în operă, un rezumat al principalelor condiții de fabricație și punere în operă, cu indicarea domeniului și condițiilor (restricțiilor) de utilizare, a metodelor de control, precum și durata de valabilitate a atestării.

În procedura de atestare pot apare ca posibile mai multe forme ale deciziei de atestare, și anume :

— *acordarea atestării* în cazul unui aviz pozitiv al comisiei de atestare, pentru un obiect nou, supus pentru prima dată spre atestare ;
— *respingerea atestării*, în cazul unui aviz negativ al comisiei ;
— *reînnoirea atestării* la expirarea termenului de valabilitate a atestării acordate ;
— *revizuirea atestării*, în cazul unei modificări a obiectului înainte de expirarea perioadei de valabilitate a atestării ;
— *suspendarea atestării* sau *retragerea atestării*, în cazul cînd un obiect atestat se dovedește, ulterior, necorespunzător sau în cazul neîndeplinirii de către beneficiar a unor condiții impuse la atestare.

Toate aceste reguli ale procedurii de atestare trebuie cuprinse într-o *metodologie de atestare* aprobată, care să se aplice la toate produsele și sistemele constructive noi ce urmează a fi extinse pe scară mare în construcții.

Documentele de atestare trebuie publicate în întregime pentru a informa pe toți factorii interesați, precum și pe toți inginerii și arhitecții din proiectare și execuție.

În acest scop documentele publicate trebuie să cuprindă, în afară de decizia (ordinul) de aprobare a atestării propriu-zise, și extrasul tehnic sintetic, precum și un extras din avizul comisiei de atestare.

În final, mai trebuie menționat că procedura de atestare implică și *efectuarea unui control al respectării condițiilor stabilite prin atestare.* Acest control se efectuează atît de organul care a elaborat documentele de atestare, cît și de către toate organele de control tehnic în construcții.

6. ATESTAREA ȘI PROGRESUL TEHNIC ÎN CONSTRUCȚII. EFICIENȚA ECONOMICĂ A ATESTĂRII

Prin scopul urmărit și conținutul său, atestarea joacă un rol important în progresul tehnicii construcțiilor, care se concretizează sub mai multe aspecte.

a) În primul rînd, *sistemul de atestare favorizează promovarea rapidă în construcții, fără risc, a noilor materiale, elemente, sisteme constructive sau procedee tehnologice*, care asigură realizarea performanțelor și exigențelor cerute construcțiilor. Fără atestare, acest progres este încetinit și poate fi chiar frînat, deoarece regulamentele și prescripțiile obișnuite de construcții — bazate pe experiența trecută și tradiție — nu pot cuprinde, în măsură suficientă, soluțiile noi.

În al doilea rînd, *atestarea*, prin bagajul de cunoștințe și date tehnice acumulat cu ocazia cercetărilor și experimentărilor și în decursul procesului de instruire a fiecărui obiect ce se atestează, prin dezbaterea problemelor ce se pun cu ocazia judecării fiecărui caz și prin documentele elaborate, *duce la o informare generală* a membrilor comisiei de atestare, care *cîștigă o experiență și creează o jurisprudență* în perfecționarea metodologiei de atestare, în aprecierea mai competentă a noilor propuneri de atestare ce se supun spre avizare, precum și la o formulare mai adecvată a documentelor de atestare și, în special, la ridicarea pe o treaptă superioară a criteriilor de apreciere și a performanțelor ce se stabilesc cu ocazia reînnoirii sau revizuirii atestărilor ce expiră.

Totodată, *prin publicarea documentelor de atestare*, care asigură *informarea producătorilor de materiale și elemente și a constructorilor* (proiectanți și executanți) cu ultimele rezultate ale

cercetărilor și experimentărilor în domeniul noilor produse și tehnologii folosite în construcții, cu nivelul performanțelor atinse și al exigențelor stabilite pentru construcțiile terminate, *contribuie la o ridicare generală a nivelului cunoștințelor tehnice* și, prin aceasta, la *stimularea studierii și propunerii*, de către întreaga masă de producători și constructori, *a unor noi soluții de sisteme constructive și tehnologii*, din ce în ce mai perfecționate, deci o mișcare generală în sensul îmbunătățirii nivelului calitativ al construcțiilor.

b) În afară de stimularea directă a progresului tehnic, *atestarea are o influență favorabilă asupra dezvoltării și îmbunătățirii eficienței activității de cercetare.*

Această influență se manifestă, pe de o parte, prin *valorificarea rapidă și directă, în practică, a rezultatelor cercetărilor* efectuate în legătură cu verificarea, identificarea și expertizarea noilor produse și sisteme constructive supuse atestării, precum și a metodelor de control aferente — atestarea constituind o cale principală de aplicare în practică a rezultatelor cercetărilor, în domeniul folosirii noilor produse și al tehnologiilor — iar pe de altă parte, prin *declanșarea justificată a unor noi programe de cercetare*, atît cu caracter fundamental orientat și aplicativ, în institute de cercetări, și orientarea lor spre necesități imediate, de lămurire a anumitor probleme noi, ce apar în procesul de cercetare și la care nu s-a putut da un răspuns, sau pentru precizarea unor noi reguli și criterii de calitate, inclusiv metodele de control, cît și pentru extinderea cercetărilor aplicative și de dezvoltare în laboratoarele uzinale și ale unităților de construcții-montaj, destinate creării de noi produse eficiente, sisteme constructive și tehnologii de execuție, corespunzătoare performanțelor și exigențelor stabilite cu ocazia atestărilor anterioare publicate.

c) Într-o etapă superioară, atestarea mai poate căpăta un *rol determinant în promovarea continuă a unor produse și lucrări de calitate* din ce în ce mai bună, prin *introducerea unor criterii selective de apreciere a calității* diferitelor obiecte supuse atestării inițiale sau ulterioare (reînnoire, revizuire etc.). În acest sens apare o categorisire a produselor (și lucrărilor) pe clase de calitate, însoțită — bineînțeles — și de o diferențiere a prețurilor de vînzare (decontare) pe aceste clase, produsele și lucrările încadrate în clase inferioare avînd fixate prețuri mai mici. Este evident că acest mod rațional de evoluție viitoare a procedurii de atestare va stimula ridicarea calității produselor și lucrărilor, tocmai în vederea obținerii și a unor rezultate tehnico-economice mai avantajoase.

De asemenea, o dată cu aceasta, pentru produsele industriale de mare serie destinate realizării unor sisteme constructive noi pentru clădiri și construcții de masă, se pune și *problema mărcii* de calitate (echivalentă agrementului urmărit și marcat, din țările vest-europene), care se acordă numai unor produse industriale de calitate certă și constantă, ce se pot verifica printr-un sistem automat de control tehnic legat de procesul tehnologic, și care se certifică de o unitate independentă, autorizată, pentru încercări și control tehnic al calității produselor sau lucrărilor.

d) *Eficiența economică a atestării* constă, pe de o parte, în eliminarea riscului de a se introduce în construcții materiale, elemente, sisteme constructive și procedee tehnologice necorespunzătoare, care ar putea provoca defecte ulterioare, cu toate consecințele defavorabile sub aspect calitativ și economic (reparații, refaceri, opriri de producție etc.), iar, pe de altă parte, în asigurarea condițiilor pentru îmbunătățirea permanentă a calității și indicatorilor tehnico-economici ai noilor produse și sisteme constructive introduse în construcții, întrucît, prin sistemul de atestare instituit se împiedică extinderea în construcții, pe scară mare, a unor soluții nesatisfăcătoare sub aspect tehnico-economic sau necorespunzătoare satisfacerii exigențelor și performanțelor cerute.

7. ATESTAREA ȘI PRESCRIPȚIILE TEHNICE ÎN CONSTRUCȚII

De la început trebuie arătat că *atestarea nu intră în contradicție cu sistemul de prescripții tehnice existent*, ci *vine să-l completeze și să corecteze o situație dificilă* sub aspectul aplicabilității și compatibilității acestor prescripții cu progresul tehnic.

În toate țările există *prescripții tehnice și regulamente de construcție* bazate pe reguli de artă, experiență și tradiție, care cuprind o serie de prevederi *cu caracter „descriptiv"*, și condiții tehnice care privesc, în general, soluțiile clasice bazate pe folosirea materialelor tradiționale.

S-a constatat însă că, o dată cu industrializarea și dezvoltarea progresului tehnic în construcții, însoțit de apariția unor noi materiale și sisteme constructive, prescripțiile tehnice existente au devenit prea strîmte, nefiind aplicabile noilor soluții concepute pe baza unor noi materiale, ceea ce frînează promovarea folosirii în construcții a acestor materiale și nu asigură condiții favorabile pentru eliminarea riscurilor unor deficiențe.

Pentru a îndrepta această situație dificilă s-a căutat, pe de o parte, *să se înlocuiască prescripțiile tehnice descriptive* (care se refereau la soluții clasice cu materiale tradiționale) cu *prescripții tehnice exigențiale* (care conțin numai exigențele și performanțele ce trebuie satisfăcute de un element sau o construcție, fără a indica materialele din care sînt alcătuite), iar pe de altă parte, s-a recurs la *sistemul de agrement tehnic* (atestare) a noilor produse și

sisteme constructive, din punct de vedere al aptitudinii de utilizare în construcţii.

În paralel cu introducerea atestării, sistemul actual de prescripţii tehnice trebuie deci îmbunătăţit şi simplificat, ţinînd seama de următoarele :

- revizuirea treptată a prescripţiilor tehnice în vigoare şi în primul rînd a normativelor (şi parte din standarde) prin transformarea lor din prescripţii descriptive în prescripţii exigenţiale (concomitent cu reducerea volumului lor), care să fixeze numai condiţiile generale şi exigenţele pe care trebuie să le satisfacă construcţiile şi elementele de construcţie ;
- pentru toate produsele de serie folosite în construcţii, intrate în uz curent pe baza unei experienţe şi verificări satisfăcătoare, să existe standarde sau norme interne de produs ;
- pentru tehnologiile curente de executare a construcţiilor, să se elaboreze manuale, degrevînd prin aceasta prescripţiile oficiale ;
- pentru toate produsele şi sistemele noi de construcţii (netradiţionale) să se introducă sistemul de atestare, iar în faza de aplicare experimentală (pînă la acordarea atestării) să se utilizeze instrucţiuni provizorii şi caiete de sarcini ;
- proiectele şi detaliile tip pentru diverse noi elemente şi sisteme de construcţii să fie aprobate o dată cu acordarea atestării acestora, cu respectarea tuturor prevederilor din metodologia de atestare.

Din cele arătate se vede că sistemul de atestare se încadrează în sfera generală a prescripţiilor tehnice care reglementează executarea construcţiilor, constituind prima treaptă prin care se promovează „noul" în construcţii în condiţii de siguranţă şi eficienţă corespunzătoare şi care apoi se transformă, după o aplicare şi verificare suficientă, în prescripţii tehnice obişnuite.

Desigur că, privind în viitor, atît sistemul general de prescripţii tehnice, cît şi sistemul de atestare vor evolua şi se vor perfecţiona continuu, trecînd pe o treaptă superioară bazată pe *conceptul general de performanţă în construcţii*, care pleacă de la ideea stabilirii unor specificaţii de performanţe pe care trebuie să le satisfacă construcţiile şi, în funcţie de acestea, să fie atestate noile produse şi sisteme constructive şi să fie elaborate regulamente de construcţii.

8. CONCLUZII

Instituirea sistemului de atestare, explicat şi fundamentat în cele de mai sus, răspunde unei necesităţi reale şi urgente de a promova, în condiţii eficiente, progresul tehnic în construcţii prin controlarea extinderii noilor produse şi sisteme constructive şi evitarea defecţiunilor de calitate sau a soluţiilor neeconomice.

Esenţa unui astfel de sistem de reglementare constă în aprecierea aptitudinii la utilizare în construcţii a noilor materiale, elemente, sisteme constructive şi tehnologii de execuţie, pe baze ştiinţifice, experimentale şi de judecată colectivă competentă a celor mai buni specialişti, reprezentanţi ai tuturor organelor şi factorilor interesaţi.

Eficienţa sistemului de atestare propus se va dovedi în scurt timp, sub toate aspectele : valorificarea mai rapidă şi mai directă a cercetărilor, îmbunătăţirea calităţii construcţiilor şi a eficienţei lor economice, progres tehnic în proiectare şi execuţie.

BIBLIOGRAFIE

[1] CIB—CSTB : *Le système de l'agrément en France* (1962).

[2] ROGER M. : *L'agrément des procédés nouveaux et non-traditionnels.*

[3] CSTB : *Agrément des matériaux, équipements et procédés de construction. Conditions générales* (1962).

[4] * * * : *Agrément européen des matériaux, procédés et équipements nouveaux pour le bâtiment.* Cahiers du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (1962).

[5] UEAtc : (Union européenne pour l'agrément technique dans la construction): *L'agrément UEAtc — Règles communes.*

[6] UEAtc : *Statuts.*

[7] UEAtc : *Jurisprudence*

[8] UEAtc : *L'agrément suivi et marqué.*

[9] CIB : *A master list of properties for building materials and products.* Working Commission W31 (Rotterdam 1964).

[10] BLACHÈRE G. : *Proposition pour un règlement de construction basé sur des exigences humaines* (III-ème Congrès CIB, Copenhaga, 1965).

[11] BLACHÈRE G. : *Note introductive pour l'agrément.* IV-ème Congrès triennal du CIB — 1968 — Washington.

[12] WRIGHT J. R. : *The Performance Concept in Buildings.* National Bureau of Standards — USA, 1968.

[13] DICK J. B. : *Prescriptions techniques et méthodes d'appréciation ; les applications du concept de performance* (5-ème Congrès CIB, Paris-Versailles 1971).

[14] PARKER T. W. : *L'appréciation des nouveaux produits et éléments par leur comportement en oeuvre (agrément)* (5-ème Congrès CIB — Paris-Versailles, 1971).

[15] CIRIBINI G. : *La notion de performance* (5-ème Congrès CIB — Paris-Versailles, 1971).

[16] WRIGHT J. R. : *Aides pour la conception des projets· Méthodes d'évaluation des constructions, éléments et matériaux* (5-ème Congrès CIB — Paris-Versailles, 1971).

TURNUL CICLOANELOR DE LA FABRICA DE CIMENT CÎMPULUNG-ARGEŞ EXECUTAT ÎN SOLUŢIA DIAFRAGME DIN BETON ARMAT CU COFRAJ GLISANT*

Ing. **NICOLAE MIHALACHE** şi ing. **NICOLAE TĂUTU**
Institutul de proiectare pentru industria materialelor de construcţii — Bucureşti

INTRODUCERE

În ansamblul fabricii de ciment Cîmpulung-Argeş, alcătuit din 6 linii tehnologice pe procedeu uscat cu cuptoare de cîte 800 tone clincher/zi, turnul cicloanelor este unul din cele mai importante obiective din punct de vedere al alcătuirii structurii constructive, al caracteristicilor funcţionale şi de montaj ale utilajelor tehnologice şi al duratei de realizare a structurii, a instalaţiilor tehnologice şi a montajului.

Construcţia clădirii, în formă de turn, este amplasată în fluxul tehnologic, la unul din capetele cuptoarelor de clincher, şi are rolul de a susţine instalaţiile tehnologice pentru recuperarea căldurii rezultate din procesul de ardere a clincherului.

Din punct de vedere constructiv, turnul cicloanelor se evidenţiază prin: proporţiile sale relativ mari (înălţime şi suprafaţa construită); gabaritul utilajelor tehnologice şi importanţa sarcinilor utile provenite din echipamentul tehnologic pe care-l susţine, precum şi o mare varietate a golurilor tehnologice în planşeele clădirii, de la nivel la nivel.

Pînă în prezent, construcţii similare, la fabricile de ciment Bîrseşti, Medgidia şi Aleşd, au fost proiectate şi executate în soluţia constructivă: *cadre şi planşee din beton armat monolit* (fig. 1), pentru realizarea cărora s-au întîmpinat mari dificultăţi în execuţie; au fost necesare consumuri mari de lemn (în cofraje şi eşafodaje) şi de manoperă, cît şi o durată mare de execuţie.

Din aceste cauze, clădirea turnului cicloanelor constituie obiectul determinant în durata de execuţie a liniilor tehnologice din fabricile de ciment şi condiţionează termenul de intrare în funcţiune a acestora.

Pentru fabrica de ciment Cîmpulung-Argeş (primele 3 linii din etapa I) modificarea structurii constructive a turnului cicloanelor, din cadre de beton armat în diafragme, s-a făcut după începerea lucrărilor de construcţie, clădirea fiind în stadiul:

— fundaţii şi structură executate pînă la cota −0,40 m pentru toată suprafaţa construită;

— structură executată pînă la cota +4,50 m, pentru tron-

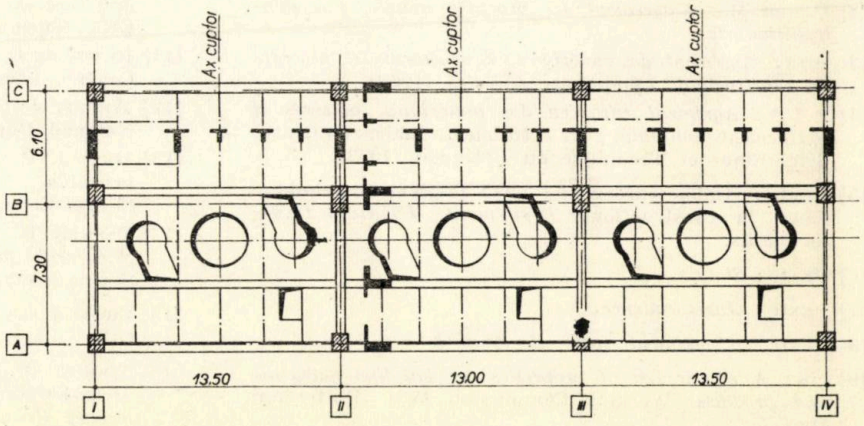


Fig. 1 — Planşeu tehnologic pentru structura din cadre de beton armat

*) *Colectivul de proiectare din I.P.I.M.C. a fost format din ing. N. MIHALACHE şi ing. ECATERINA PETCU, pentru structură, şi ing. N. TĂUTU, ing. VALENTIN IVANOVSCHI, ing. NICU MIRCEA, ing. SILVIU CIOBOTARU şi pr. ION PRODAN, pentru proiectul de execuţie şi detaliile de atelier ale cofrajului glisant şi pentru tehnologia de glisare.*

Colectivul de coordonare tehnică: director tehnic, ing. EMILIAN BAICULESCU şi ing. şef R. SIMIONESCU.

sonul aferent la trei linii de fabricație, și în curs de armare și cofrare nivelul de la +4,50 m la +8,70 m.

Pentru acest tronson de clădire, pe nivelul +4,50 m pînă la +8,70 m, s-a proiectat modificarea structurii de cadru, în structură cu diafragme (vezi fig. 17) și adaptarea la tehnologia de execuție în cofraj glisant de la cota +8,70 m.

Pentru tronsonul aferent celorlalte trei linii (etapa II), structura în diafragme a fost reproiectată de la cota −0,40 m, de unde poate începe și execuția în cofraj glisant.

SOLUȚIA ADOPTATĂ

Construcția turnului cicloanelor are o înălțime de 52 m pe 9 niveluri tehnologice și dimensiuni în plan 14,0×40,0 m (fig. 2), ceea ce reprezintă o suprafață construită de 560 m² și o suprafață desfășurată de 5040 m².

Date fiind dificultățile întîmpinate la executarea construcțiilor anterioare cu structura în cadre, menționate mai sus, cît și necesitatea imperioasă de a se scurta durata de execuție la acest obiect, la fabrica de ciment Cîmpulung-Argeș s-a solicitat altă soluție care să permită reducerea duratei de execuție și, pe cît posibil, obținerea unui grad sporit de industrializare a executării lucrărilor de construcție.

Studiindu-se diferite soluții de execuție, au fost eliminate cele necorespunzătoare, cel puțin pentru etapa actuală. Astfel, a fost exclusă posibilitatea prefabricării unor elemente de beton armat la planșee, din cauza marii diversități a golurilor impuse tehnologic (atît ca forme, cît și ca dimensiuni), precum și prefabricarea elementelor principale ale structurii în cadre, din cauza dimensiunilor foarte mari ale elementelor componente — grinzi și stîlpi — care trebuiau să fie montate la înălțimi mari, cît și a monolitizărilor foarte greu de executat.

De asemenea, a fost exclusă soluția integral metalică, care fusese cerută și de constructor la lucrările anterioare, întrucît ar fi dus la un consum exagerat de metal și la sporirea costului investiției.

Soluția aleasă pentru construcția turnului cicloanelor de la Cîmpulung-Argeș constă din patru diafragme transversale și două diafragme longitudinale verticale portante din beton armat, executate în cofraj glisant, pe care sprijină grinzile metalice principale sau secundare ale fiecărui planșeu tehnologic, peste care se toarnă apoi o placă de beton armat monolit de 10 cm grosime.

Planșeele tehnologice (fig. 2) au alcătuiri variate, de la nivel la nivel, din cauza distribuirii grinzilor principale și secundare.

În diafragmele transversale (fig. 3) sînt prevăzute goluri funcționale pentru circulație pe nivel tehnologic și pentru desfășurarea traseelor unor conducte tehnologice cu dimensiuni relativ mici (0,90×2,20 m), cît și goluri pentru rezemarea grinzilor principale (de 0,60×1,80−0,60×2,10 m) și a celor secundare (de 0,40×0,50−0,30×0,70 m).

În diafragmele longitudinale sînt cerute goluri tehnologice pentru introducerea la montaj a utilajelor instalației de recuperare a căldurii, care au dimensiuni de 5,00×9,00 m pînă la 6,60×9,00 m, variabile la fiecare nivel tehnologic.

Din studiul comparativ întocmit pentru structurile proiectate pentru turnul cicloanelor în soluțiile constructive: cadre și planșee de metal; cadre și planșee de beton armat monolit (executat cu tehnologia clasică — în cofraje și eșafodaje de inventar); diafragme din beton monolit executate în cofraj glisant și planșee pe grinzi me-

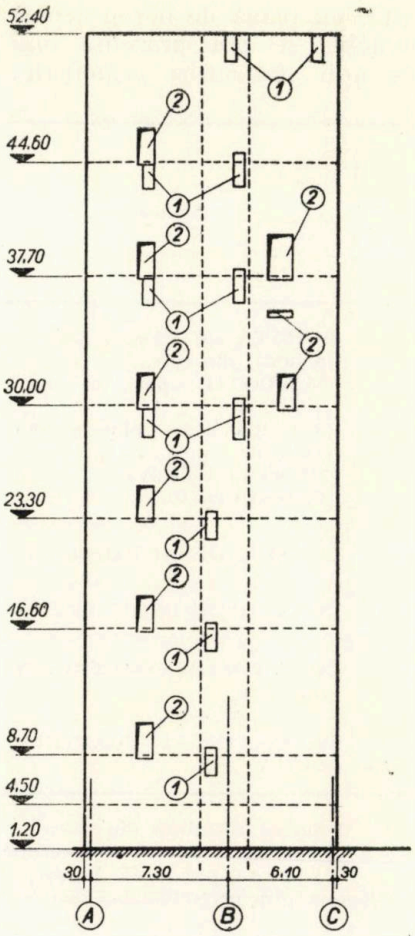


Fig. 3 — Diafragme transversale: 1 — goluri pentru grinzi principale; 2 — goluri pentru circulație pe nivel tehnologic.

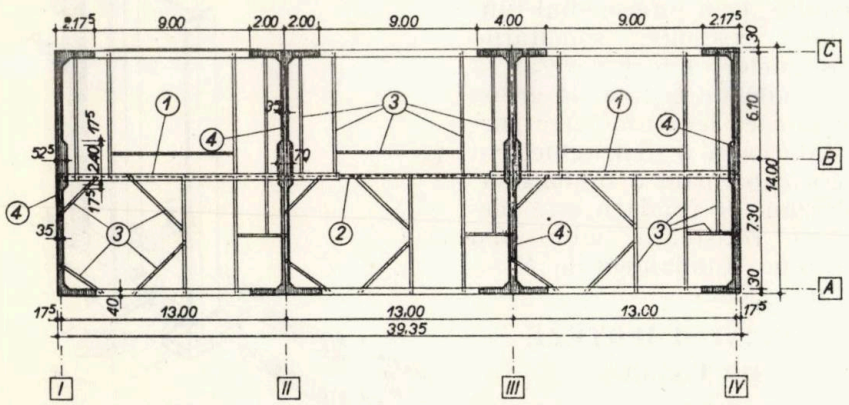


Fig. 2 — Planșeu tehnologic între cotele + 8,70 m și + 23,30 m pentru structura cu diafragme de beton armat executate în cofraj glisant: 1 — grinzi principale G_1 în celule marginale; 2 — grinzi principale G_2 în celula centrală; 3 — grinzi secundare; 4 — diafragme transversale

talice cu placă de beton armat monolit, se pot prezenta mai jos unii indicatori principali :

Nr. crt.	Indicator	Soluţia constructivă		
		Cadre şi planşee de metal	Cadre de beton monolit	Diafragme de beton, planşee metalice şi placă de beton în cofraj glisant
1	DURATA DE EXECUŢIE (în luni), din care :	13*)	16**)	9—10***)
	·FUNDAŢII — pînă la cota —0,40 m	2	2	2
	·STRUCTURA — pînă la cota 52,40 m	7	10	3—4
	·MONTAJ UTILAJ TEHNOLOGIC	4	4	4
2	CONSUM DE METAL (tone)	2 000	800	800
3	CONSUM DE LEMN (m^3)	40	760	325
4	COST VOLUM CONSTRUCŢII (mii lei)	20 000	13 000	13 000
5	BETON ÎN SUPRASTRUCTURĂ	—	5 800	5 800

*) durată rezultată din calcul
**) durată rezultată în execuţie la fabricile de ciment în funcţiune.
***) durată prevăzută în proiect şi verificată în execuţie — cu rezerve de reducere prin perfecţionarea realizării planşeelor tehnologice.

Consumul de metal al noii soluţii este sensibil egal cu cel al soluţiei anterioare, deoarece grinzile metalice, fiind concepute astfel încît să conlucreze cu placa de beton, au dus la soluţii economice care depăşesc cu foarte puţin consumul planşeelor din soluţia beton armat integral, depăşire care este compensată de reducerea obţinută la armătura din elementele portante verticale (diafragmele consumînd mai puţin oţel decît cadrele din vechiul proiect).

Un aspect demn de remarcat îl constituie faptul că, în soluţia pe diafragme glisate se simplifică mult manopera de fasonare şi montare a armăturii, eliminîndu-se complet armăturile înclinate, toate armăturile diafragmelor fiind numai bare verticale sau orizontale din oţel superior PC 52 fără ciocuri, cu un număr redus de sortimente (numărul reperelor barelor de armare a betonului fiind cu cca 70% mai mic decît cel al proiectului cu structură în cadre de beton). Această simplificare a modului de armare a eliminat dificultăţile de turnare a betonului, care au fost întîlnite la proiectele anterioare, datorită concentrărilor de bare de armare în nodurile cadrelor.

FUNDAŢII

Aşa cum s-a menţionat în Introducere, soluţia constructivă proiectată iniţial a fost pe cadre ; în momentul adaptării noii soluţii pe diafragme, fundaţiile stîlpilor erau deja executate pînă la cota —0,40 m.

Pentru a se putea transmite terenului, prin intermediul fundaţiilor existente, solicitările diafragmelor, a fost necesar să se prevadă un sistem de grinzi care să facă legătura între partea inferioară a diafragmelor şi partea superioară a fundaţiilor.

Terenul de fundaţii este pietriş cu rezistenţa admisibilă la sarcini fundamentale P_a = = 4,0 kg/cm².

SARCINI ŞI IPOTEZE DE CALCUL

La calculul structurii de rezistenţă a turnului au fost luate în consideraţie următoarele sarcini, considerate ca fundamentale : greutatea proprie, greutatea utilajelor, presiunea vîntului, iar ca sarcini accidentale a fost considerată o sarcină utilă pe planşee de 500 kg/m².

La calculul grinzilor metalice ale planşeelor s-a ţinut seama de conlucrarea acestora cu placa de beton armat, lunecările dintre placa de beton şi grinzile metalice fiind preluate de mustăţi sudate de grinzi.

Pentru calculul diafragmelor transversale s-au luat în considerare următoarele sarcini : verticale din greutate proprie, din utilaje şi sarcini utile, şi orizontale din vînt. Deoarece efectul sarcinilor seismice este sensibil egal cu cel al sarcinilor date de vînt, s-a ţinut seama în calcule numai de acesta din urmă, fiind considerat ca sarcină fundamentală.

Sarcinile orizontale din vînt au valori de 1,0 t/m pînă la cota +30,0 m şi de 1,3 t/m deasupra acesteia, provenind din presiunea de 65 kg/m² pentru înălţimea de pînă la 30 m şi de 85 kg/m² pentru înălţimea de 50 m (ambele deduse din presiunea de bază de 50 kg/m²).

Aceste presiuni au fost multiplicate cu coeficientul aerodinamic $C_1 = 1{,}6$.

Rezistenţele efective la baza diafragmelor (la cota +4,50 m, în secţiunea cea mai slăbită) şi a fundaţiilor sînt arătate în figura 4, din care rezultă atît lipsa tensiunilor, cît şi existenţa

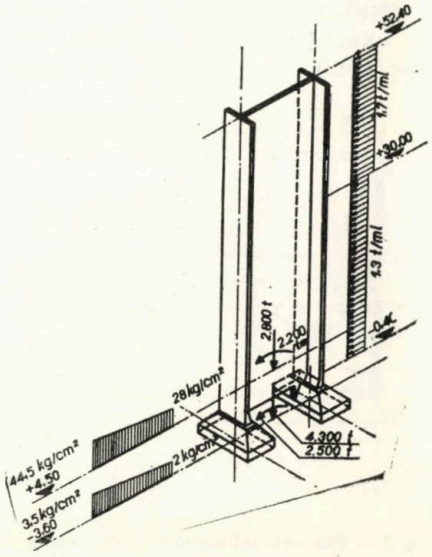


Fig. 4 — Eforturi unitare în diafragme transversale.

unei compresiuni maxime de 44,5 kg/m² în diafragme și de 3,5 kg/cm² la fundații, care se înscriu în limitele admisibile.

Pentru diafragmele longitudinale, dată fiind complexitatea calculelor necesare, s-a apelat la Centrul de calcul al M. C. Ind. care a calculat la mașina electronică (materialul fiind considerat omogen, pentru sarcinile orizontale) deformațiile și rezistențele efective pe tot conturul diafragmelor.

TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE ȘI ALCĂTUIREA COFRAJULUI PREVĂZUTE ÎN PROIECT

Pentru executarea structurii clădirii turnului cicloanelor în soluția proiectată, s-au analizat posibilitățile de realizare a lucrărilor de construcție, urmărindu-se în principal : scurtarea timpului de execuție ; reducerea concentrării specialităților de muncitori constructori (dulgheri, betoniști etc.) ; reducerea consumului de cherestea etc.

Corelarea caracteristicilor soluției constructive proiectate în diafragme de beton armat, cu caracteristicile geometrice de ansamblu ale secțiunii în plan a turnului cicloanelor, admite în condiții optime tehnologia de execuție a clădirii în cofraj glisant.

Problemele importante ce au fost puse de tehnologia de execuție se referă la : asigurarea stabilității de ansamblu a structurii turnului în timpul desfășurării glisării pe înălțimea de 52,00 m și montarea planșeelor tehnologice în timpul glisării. Această a doua problemă a fost impusă de condiția de stabilitate, care solicită ca diafragmele perimetrale să fie legate prin grinzile metalice în timpul desfășurării glisării la cel puțin două niveluri, în urma nivelului la care se toarnă beton în cofraj glisant.

Totodată, prin asigurarea condiției de stabilitate, se deschide și front de lucru pentru betonarea planșeelor înainte de terminarea glisării.

În tehnologia de ansamblu a funcționării cofrajului glisant proiectat, s-a considerat că montarea grinzilor principale se poate face cu oprirea glisării la nivelul fiecărui planșeu și demontarea inelelor centrale și a panourilor de cofraj din aliniamentul grinzilor principale.

Prin desfășurarea tehnologiei de glisare în flux continuu, cu montarea grinzilor principale la nivelul de turnare a betonului în cofraj, pe lîngă executarea betonării planșeelor cu cel puțin două niveluri în urma nivelului cofrajului glisant, se mai poate obține și ca, la cel puțin patru niveluri în urma poziției cofrajului glisant, să se poată da front de lucru la montajul utilajului și instalațiilor tehnologice.

Realizarea sincronizării acestui ciclu — glisare diafragme, montare grinzi principale și secundare, betonarea plăcii și montajul utilajului tehnologic — duce la scurtarea duratei totale de execuție.

Pentru realizarea constructivă a cofrajului glisant, și ținînd seama de aspectul economic al execuției acestuia, au fost studiate următoarele probleme :

1. *Din ce material să fie executat cofrajul glisant : metal, placaj tego sau scîndură?*. Avînd în vedere caracterul de unicat, experimental al tehnologiei de execuție în ansamblu, cît și numărul mic de refolosiri, s-a ales soluția economică de scîndură căptușită cu tablă.

2. *Menținerea formei cofrajului glisant pe toată înălțimea de glisare.*

Forma rectangulară în plan, alcătuită din trei celule simetrice (fig. 2), cu dimensiuni de 13,00×13,00 m, precum și lungimile mari ale diafragmelor perimetrale ale fiecărei celule, a dus la realizarea unui cadru plan cu zăbrele în fiecare celulă (fig. 5), montat la nivelul podinei superioare a cofrajului glisant.

Elementele acestui cadru cu zăbrele (diagonale, tălpi și contrafișe) leagă între ele consolele

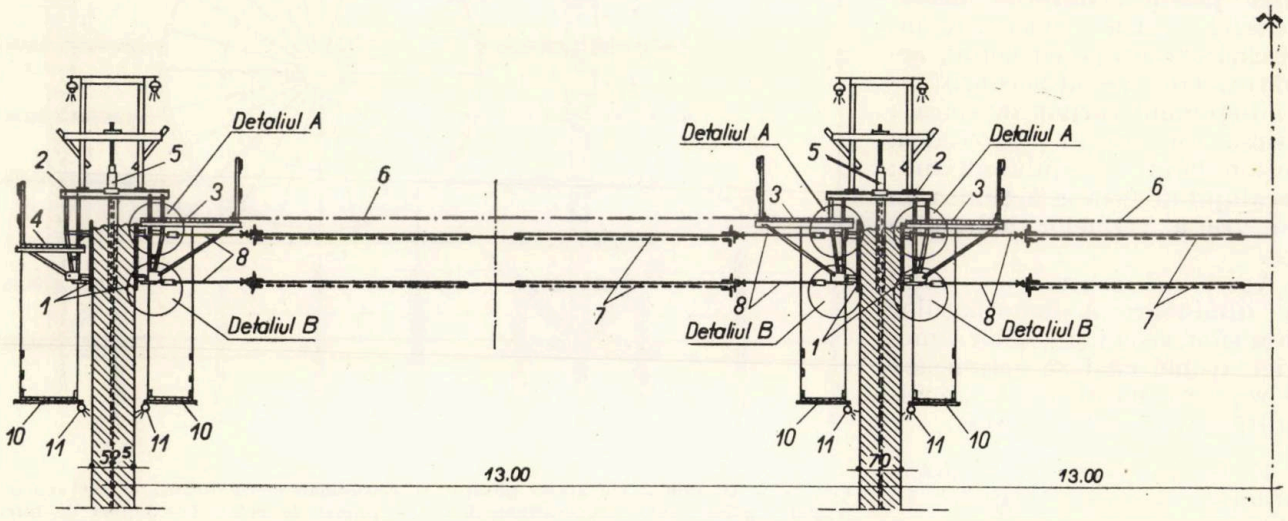


Fig. 5 — Secțiune verticală prin ansamblul cofrajului glisant : 1 — panouri de cofraj ; 2 — juguri ; 3 — podine interioare ; 4 — podine exterioare ; 5 — verină ; 6 — cadru plan orizontal ; 7 — inele centrale pentru rigidizarea panourilor de cofraj ; 8 — tiranți ; 9 — podina inferioară exterioară ; 10 — podina inferioară interioară ; 11 — instalația de stropire a betonului ; Detaliul A — prinderea tiranților la romanata superioară ; Detaliul B — prinderea tiranților la romanata inferioară

interioare ale jugurilor (fig. 6), realizînd prin aceasta rigiditatea necesară a ansamblului în plan orizontal, cît şi poziţia jugurilor, asigurînd forma rectangulară a cofrajului.

Diagonalele, tălpile şi contrafişele sînt asamblate pe console prin gusee, iar prinderile se fac cu buloane asigurate cu contrapiuliţe.

Piesele cadrului orizontal, care cad pe aliniamentul grinzilor ce urmează a fi montate în golurile A şi B în diafragmele transversale (fig. 6), se demontează la fiecare operaţie de lansare a acestor grinzi.

3. *Reglarea fructului pe feţele cofrajului glisant în contact cu betonul.*

Acest fruct se asigură prin două inele centrale cu spiţe şi tiranţi (fig. 7) montate în fiecare celulă, la nivelul romanatelor superioare şi inferioare a panourilor cofrajului glisant (fig. 8 şi 9).

Considerentele pentru care au fost prevăzute aceste inele centrale în ansamblul cofrajului sînt :

— asigurarea formei cofrajului glisant şi a fructului panourilor faţă de peretele de beton ;

— preluarea deformaţiilor nedorite ce pot interveni în timpul glisării asupra panourilor de cofraj şi a sistemului de legături între panouri, datorită următoarelor cauze : eventuale încărcări excentrice cu beton, armături etc ; variaţia consistenţei betonului turnat în cofraj ; ieşirea din planul orizontal a ansamblului cofrajului glisant ; decalajul de fază la acţiunea de ridicare a verinelor hidraulice etc.

Acest inel central are rolul de diminuare a deformaţiilor tiranţilor vecini şi a celor simetrici atunci cînd se acţionează la reglarea localizată a verticalităţii cofrajului glisant.

4. *Poziţia jugurilor şi determinarea formei cofrajului în plan.*

Poziţia jugurilor a rezultat din schema de pozare a grinzilor principale, la fiecare nivel

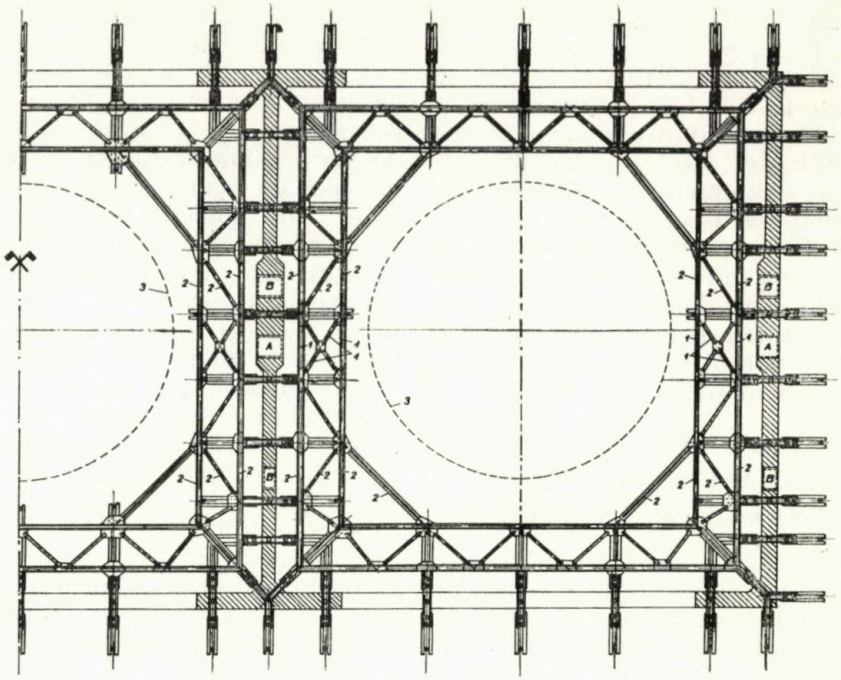


Fig. 6 — Ansamblul cadrului orizontal pentru rigidizarea cofrajului glisant montat pe consolele jugurilor : A — goluri pentru grinzi principale pînă la cota +23,30 m ; B — goluri pentru grinzi principale între cota +30,00 m şi +44,60 m ; 1 — piesele cadrului de rigidizare (diagonale şi tălpi) ce se demontează la fiecare introducere de grinzi principale pînă la cota +23,30 ; 2 — piesele cadrului de rigidizare (diagonale şi tălpi) ce se demontează pentru introducerea grinzilor principale de la cota +30,00 m la +44,60 m : 3 — locul inelului central

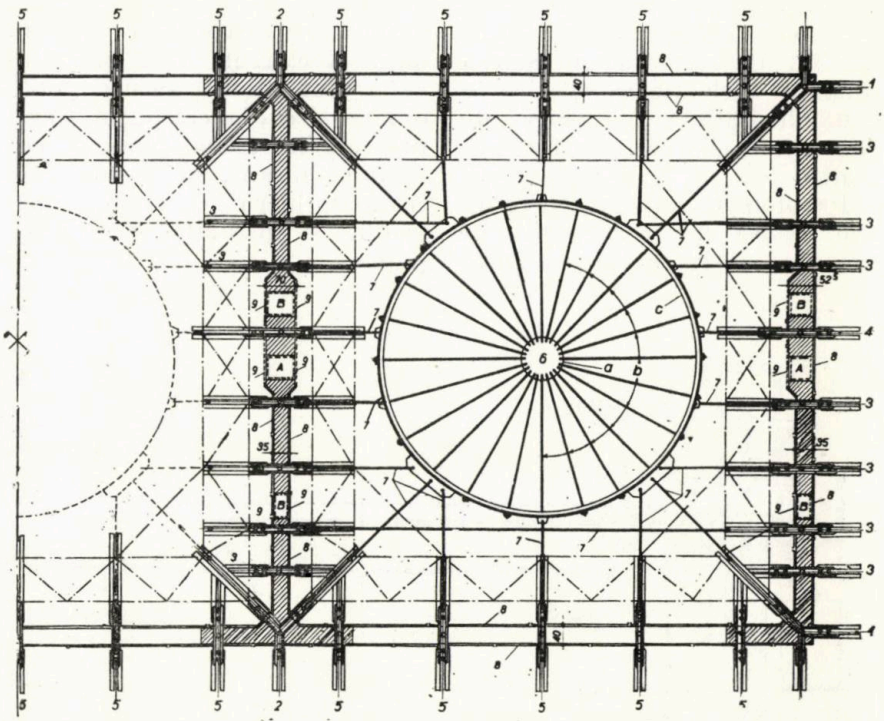


Fig. 7 — Ansamblul cofrajului glisant şi consolidarea cu tiranţi şi inel central : A şi B — goluri pentru grinzi principale : 1 — juguri de colţ ; 2 — juguri de intersecţie ; 3 — juguri curente pentru diafragme de 35 cm grosime ; 4 — juguri speciale pentru diafragme de 52,5 cm şi 70 cm grosime ; 5 — juguri pentru diafragme de 40 cm grosime ; 6 — inelul central [a — piesa de centru (butuc) ; b — spiţe ; c — obadă] ; 7 — tiranţi reglabili ; 8 — panouri de cofraj exterioare şi interioare ; 9 — panouri de cofraj demontabile pentru introducerea grinzilor principale

tehnologic, și din suprapunerea acestora pe verticală; concentrarea mare a barelor de armare a diafragmelor; dimensiunea și poziția golurilor din diafragmele transversale și longitudinale.

Forma cofrajului în plan a urmărit desfășurarea geometrică a secțiunii orizontale prin diafragmele turnului cicloanelor. Lungimea panourilor de cofraj (fig. 7) a fost determinată de necesitatea ca rosturile de asamblare a panourilor să fie plasate în zone de solicitare minimă a cofrajului glisant; greutatea unui panou să nu depășească limita peste care nu ar mai putea fi manevrat manual; să permită demontarea și remontarea, în minimum de timp posibil, a panourilor pentru golurile A și B din figura 7, în timpul glisării, în vederea montării grinzilor principale ale planșeelor.

Jugurile necesare realizării cofrajului glisant au fost adaptate în funcție de grosimea diafragmelor sau de poziția lor în ansamblu (fig. 7), după cum urmează:

— pentru diafragmele cu grosime de 35 cm au fost folosite jugurile normale;

— pentru diafragmele de 40 cm, 52,50 cm sau de 70 cm grosime au fost adaptate jugurile normale prin modificarea traverselor;

— pentru intersecția diafragmelor de la colțuri sau ramificații au fost proiectate juguri speciale tip Y, cu console normale pentru podina exterioară și console speciale pentru podina interioară.

Poziția jugurilor, stabilită în plan orizontal, este verificată cu traseul tijelor de glisare în plan vertical, astfel ca acestea să evite pe cît posibil traversarea golurilor tehnologice sau funcționale.

În diafragmele transversale (fig. 10 *a*) tijele nu traversează golurile importante, ceea ce nu constituie un impediment tehnologic.

Golurile din diafragmele longitudinale (fig. 10 *b*), care au dimensiuni de 9,17 × 6,10 m sau 9,17 × 4,40 m, sînt traversate de trei tije, care, pe înălțimea liberă de glisare, trebuie să fie asigurate împotriva flambajului.

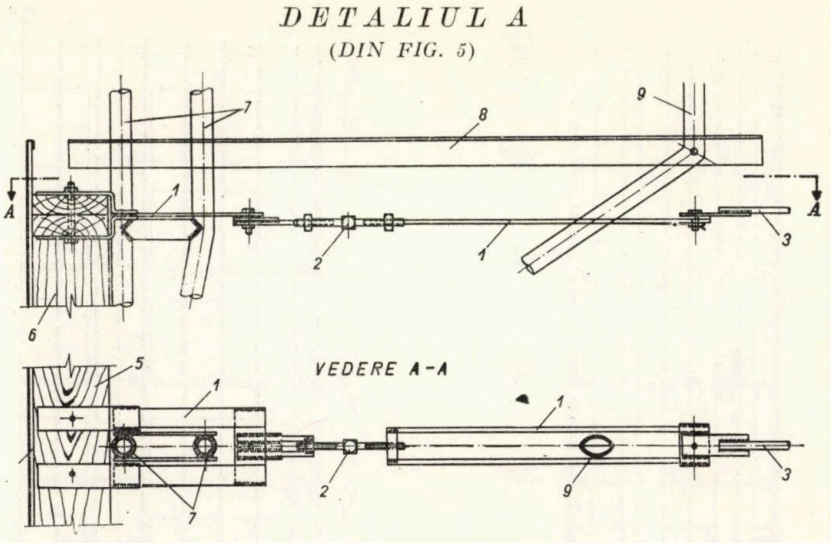


Fig. 8 — Jug pentru legarea tiranților la romanata superioară: 1 — piesele jugului; 2 — mufă de reglaj; 3 — tiranți de legătură cu inel central; 4 — placa panoului de cofraj (scîndură îmbrăcată cu tablă); 5 — romanata superioară; 6 — montanții panoului de cofraj între romanate; 7 — montanții jugului; 8 — consola jugului; 9 — montantul parapetului

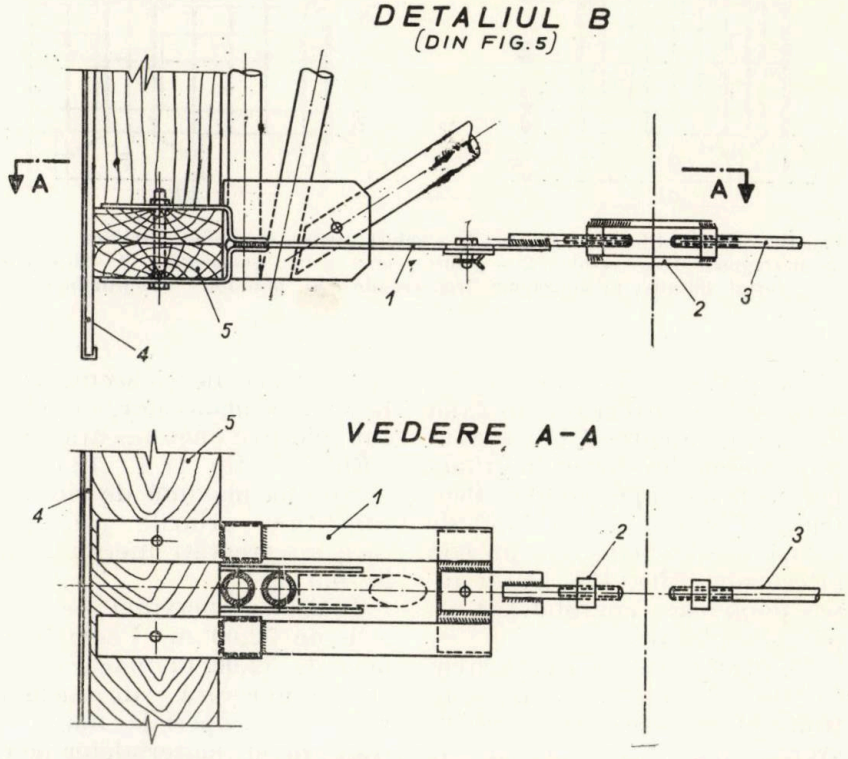


Fig. 9 — Jug pentru legarea tiranților la romanata inferioară: 1 — piesele jugului; 2 — mufă de reglare; 3 — tirant; 4 — panoul de cofraj; 5 — romanata cofrajului glisant

Pentru aceste goluri, în proiect s-a dat soluția de realizare a consolidării tijelor de glisare prin folosirea unor popi metalici cu flanșă de inventar tip CO 03—07 Tr. I. C-tii (fig. 11), așezați în cofrajul glisant în zona fiecărei tije. La intervale de 1,250 m înălțime, popii metalici sînt solidarizați prin două plăci metalice prevăzute cu fante pentru a centra tija pe poziția de lucru.

Popii metalici sînt contravîntuiți pe înălțimea golului, prin elemente de schelă metalică asamblate prin piese de legătură speciale.

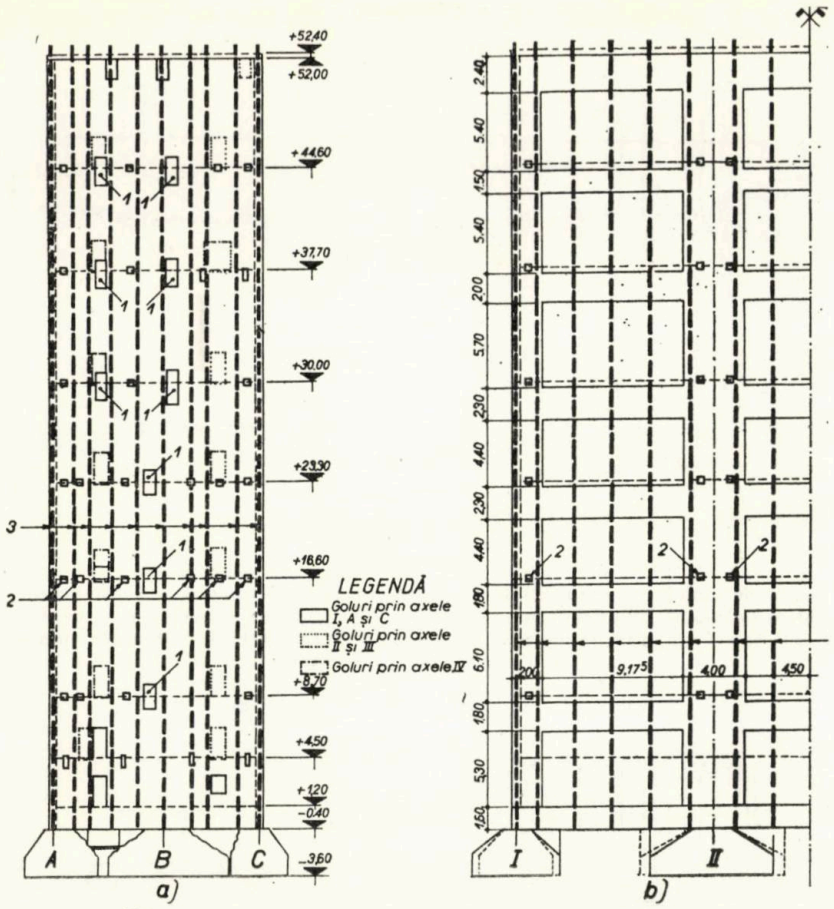


Fig. 10 — Poziţia tijelor de glisare: 1 — goluri pentru montarea grinzilor principale în diafragmele transversale; 2 — goluri pentru grinzi secundare; 3 — tije pentru cofraj glisant; a) diafragme transversale; b) diafragme longitudinale

La partea superioară a fiecărui gol se realizează un fund de cofraj, capabil să preia greutatea betonului turnat în grinda perete de deasupra golului. Pentru sprijinirea acestui fund de cofraj s-a prevăzut cîte un pop intermediar (fig. 11), plasat între popii care consolidează tijele de glisare.

Pe platforma superioară a cofrajului glisant, în celula centrală, au fost prevăzute să lucreze: grupul de pompe de acţionare a verinelor (fig. 12), instalaţia de nivel şi tabloul general al instalaţiei electrice de forţă (fig. 13).

TRANSPORTUL PE VERTICALĂ AL MATERIALELOR ŞI AL GRINZILOR METALICE

Pentru realizarea tehnologiei de execuţie, preconizată prin combinarea turnării betonului şi montarea armăturilor în cofraj glisant, cu montarea grinzilor principale şi secundare şi betonarea planşeelor, s-a prevăzut folosirea unei macarale-turn „*Richier*" tip G.T. 1266 S3.

Sarcina maximă de ridicat o constituie grinzile principale, care au greutăţi mergînd pînă la 6,5 t.

Înălţimea maximă de lucru este de 52,00 m. Peste înălţimea de 32,00 m macaraua lucrează ancorată de clădire. Pentru a acoperi la maximum transportul materialelor pe cofrajul glisant, macaraua s-a prevăzut să lucreze cu braţ de 25,00 m şi pisică cu capacitate de ridicare la cîrlig de 8,00 t.

SUCCESIUNEA EXECUTĂRII LUCRĂRILOR — GRAFICUL DE EXECUŢIE

Execuţia structurii turnului cicloanelor — de la cota — 0,40 la + 1,20 m — se execută în cofraje demontabile de inventar, iar de la cota +1,20 la +52,40m în cofraj glisant.

Modul de alcătuire a structurii clădirii turnului cicloanelor, cu diafragme şi planşee cu grinzi metalice principale şi secundare şi placă de beton armat, a permis prevederea combinării operaţiilor de glisare cu cele de montaj, cu întreruperi minime ale glisării pe durata montării grinzilor principale.

S-a prevăzut ca în momentul cînd turnarea betonului va ajunge la cota + 52,40 m, pe nivelurile inferioare ale clădirii stadiul de realizare a structurii să fie următorul:

— grinzile principale montate pe toate nivelurile tehnologice;

— planşeul de la +44,60 m în execuţie (grinzi secundare la montaj, cofrare şi betonare a plăcii de beton armat);

— planşeele de la cotele +37,70 m, +30,00 m şi +23,00 m în perioada de întărire a betonului;

— pe planşeele de la cotele +16,00 m, + 8,70 m, +4,50 m şi + 1,20 m se execută montajul utilajului tehnologic.

Durata totală de execuţie a structurii de la cota —0,40 m la cota + 52,40 m, în tehnologia prevăzută, a rezultat de 146 zile, defalcate astfel:

— 36 zile operaţii anterioare glisării;

— 71 zile pentru operaţii din timpul glisării (inclusiv montarea şi demontarea cofrajului glisant şi montarea grinzilor principale).

Montarea grinzilor secundare, betonarea planşeelor sînt operaţii ce se eşalonează paralel cu glisarea;

— 39 zile pentru operaţii ulterioare glisării (decofrare planşeu acoperiş, demontare macara „*Richier*", demontare cale de rulare).

Considerînd cîte 15 zile pentru montarea şi demontarea cofrajului glisant şi 13,5 zile pentru montarea grinzilor principale, durata de glisare propriu-zisă a turnului schimbătorului de căldură se face în 27,5 zile, ceea ce duce la o viteză de glisare de cca 2,00 m/24 ore.

Durata întreruperilor glisării pentru montarea grinzilor principale a fost prevăzută, pentru

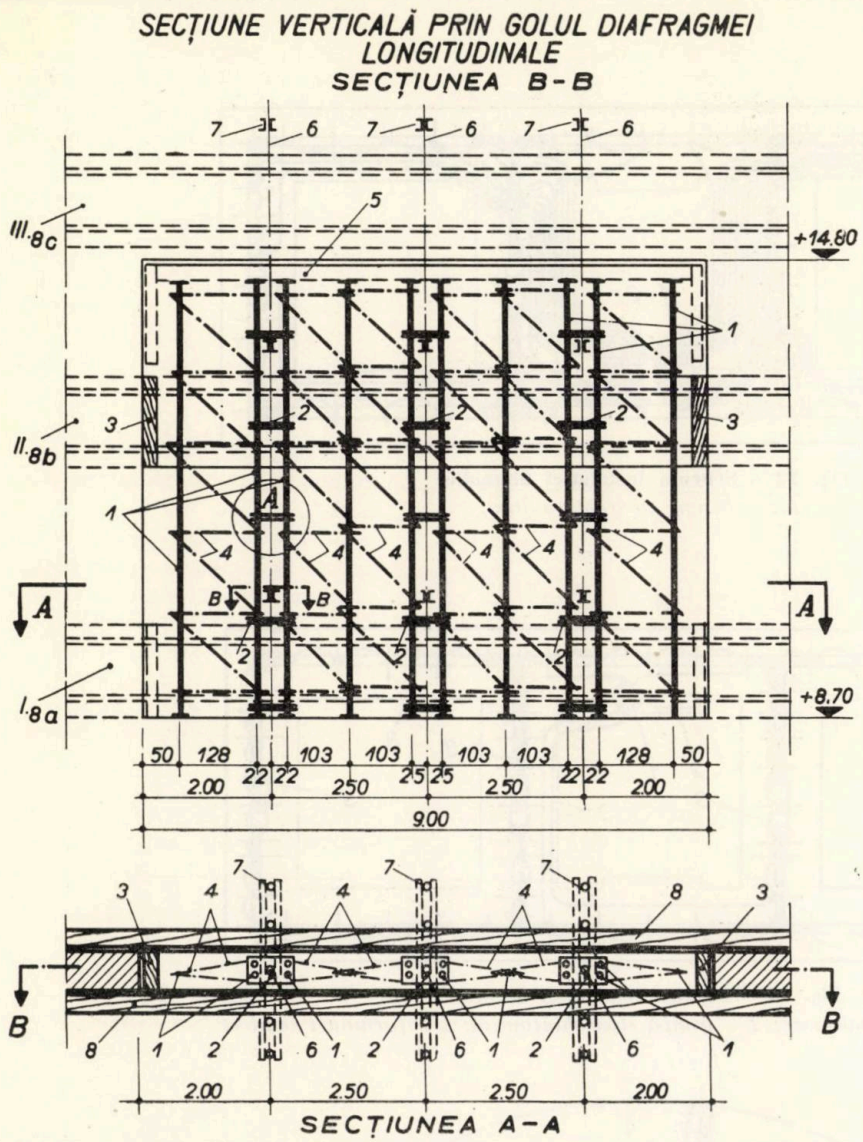


Fig. 11 – Consolidarea tijelor de glisare în golurile mari din diafragmele longitudinale: 1 – popi metalici de inventar asamblați cu flanșe; 2 – plăci de asamblare a popilor; 3 – capac montat în cofrajul glisant pentru realizarea șpaletului golului; 4 – contravîntuiri între popi; 5 – capac pentru cofrarea fundului golului; 6 – tijele de glisare Ø 25 mm; 7 – traversele jugurilor; 8 – cofrajul glisant în poziții intermediare; 8 – *a* la baza golului pentru montarea capacelor 3; 8 – *b* poziție intermediară; 8 – *c* după montarea fundului de cofraj pentru închiderea golului

planșeele pînă la cota + 23,30 m, de 11 ore, iar pentru cele de la cotele +30,00 m pînă la +44,60 m, unde sînt montate două grinzi principale, durata de întrerupere a fost prevăzută de 13,50 ore.

Formația de lucru pentru executarea glisării turnului schimbătorului de căldură, s-a prevăzut a avea următoarea componență:

	Pe schimb	Total
— maistru constructor	1	3
— șef de echipă	3	9
— mecanic la instalația de pompare	1	3
— electrician	1	3
— dulgheri	3	9
— betoniști	16	48
— fierari betoniști, inclusiv lăcătuși pentru montarea grinzilor metalice	30	90
— tencuitori pe schela suspendată	5	15
— macaragiu	1	3
	61	183

La acest efectiv se adaugă, pentru toată formația de glisare, un inginer mecanic (șeful echipei de glisare) și un inginer constructor, care asigură controlul lucrului și al funcționării prin rotație.

EXECUȚIA

Cofrajul glisant pentru turnul cicloanelor a fost confecționat în atelierele Bazei de producție a fostei Întreprinderi de construcții-montaj Pitești*, antreprenorul general al acestei investiții.

Lucrările pentru glisarea turnului cicloanelor au fost realizate în cadrul șantierului Nr. 3 Cîmpulung, echipa de glisare și conducerea tehnică a operației de glisare fiind asigurate din cadrele tehnice ale fostului I.Ș.L.S.C.** din Ministerul Construcțiilor Industriale, care au adus unele modificări de detaliu, determinate în special de posibilitățile tehnice concrete și de utilare ale acestei întreprinderi.

Revista „Șantierul de construcții" nr. 10/1971 a publicat, sub semnătura executanților, un interesant articol asupra modului concret în care a fost executat în cofraje glisante turnul cicloanelor de la fabrica de ciment Cîmpulung pentru liniile I — III.

Experiența căpătată va folosi pentru executarea, cu ajutorul acestei metode, a altor construcții similare.

Aspecte din timpul desfășurării lucrărilor pentru etapa I sînt ilustrate în figurile 15—18, și reprezintă momentul staționării cofrajului glisant la cota ±37,70 m.

În figura 15 este ilustrată modificarea soluției constructive din cadre de beton armat în diafragme la cota +8,70 m. La nivelurile +16,60 m și +23,30 m se văd grinzile principale montate. Macaraua „*Richier*" a lucrat montată între

*) *Din partea I.C.M. Pitești și a șantierului nr. 3 Cîmpulung, conducerea tehnică și executarea cofrajului glisant a fost urmărită de: ing. PLEȘA, director tehnic, și ing. BURIAN, șef de șantier.*

**) *Colectivul de executare a glisării și conducere tehnică a acestei lucrări a fost format din: ing. ADRIAN DICHTER, inginer șef ing. DAN ENE și ing. MIHAI POPA din fostul I.Ș.L.S.C., actualmente Trustul lucrări speciale București*

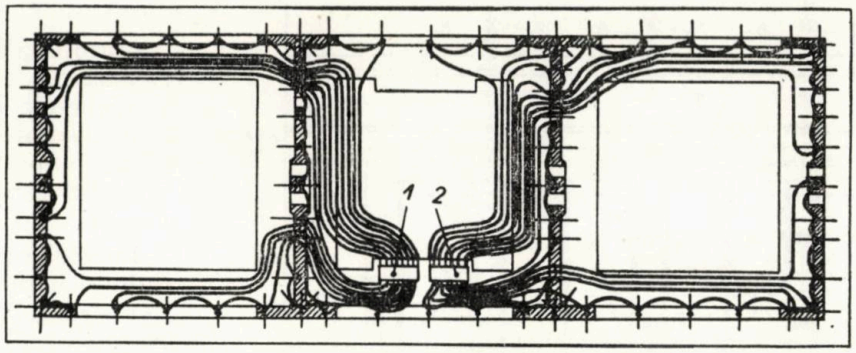


Fig. 12 — Schema instalației hidraulice
1,2 — pompe electrohidraulice

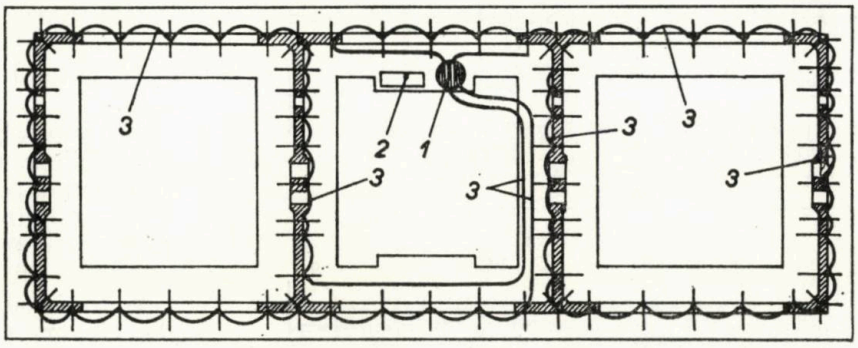


Fig. 13 — Schema instalației de nivel
1 — rezervor de compensare; 2 — pompă electrohidraulică; 3 — furtunuri de nivel

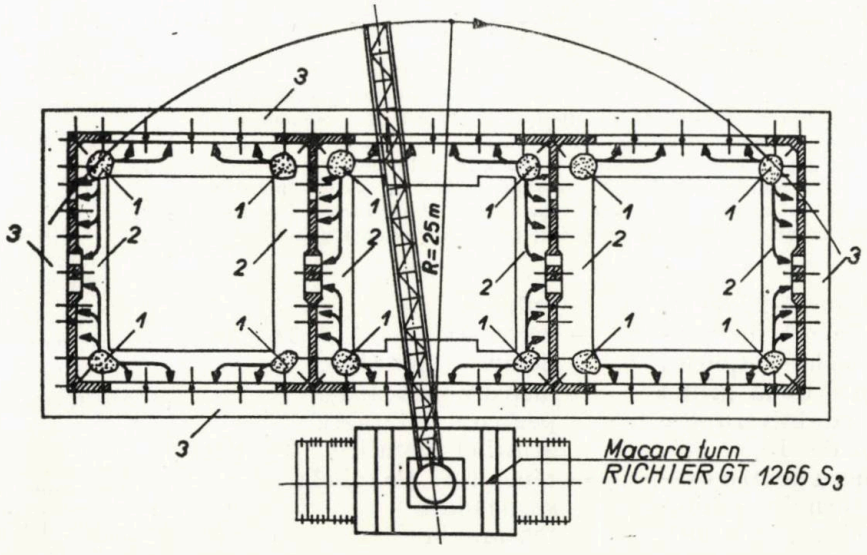


Fig. 14 — Schema descărcării și transportului betonului pe cofrajul glisant: 1 — beton proaspăt; 2 — podina interioară superioară; 3 — podina exterioară superioară

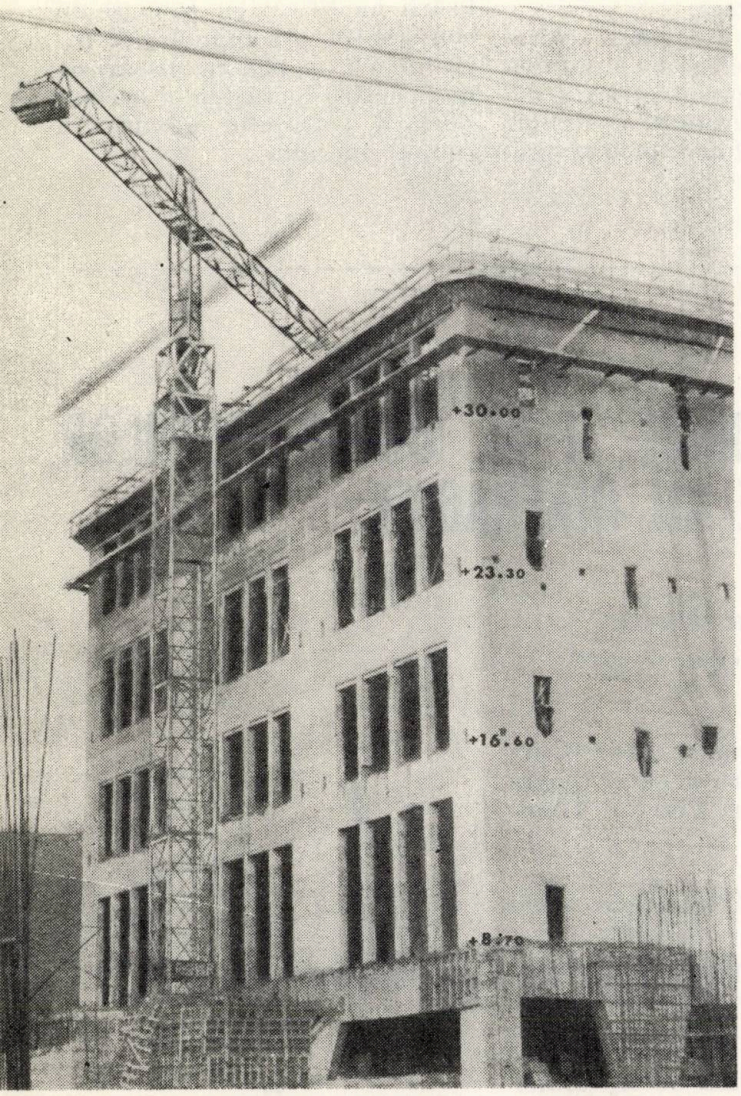


Fig. 15 – Turnul cicloanelor (etapa I) în glisare la cota + 37,70 m

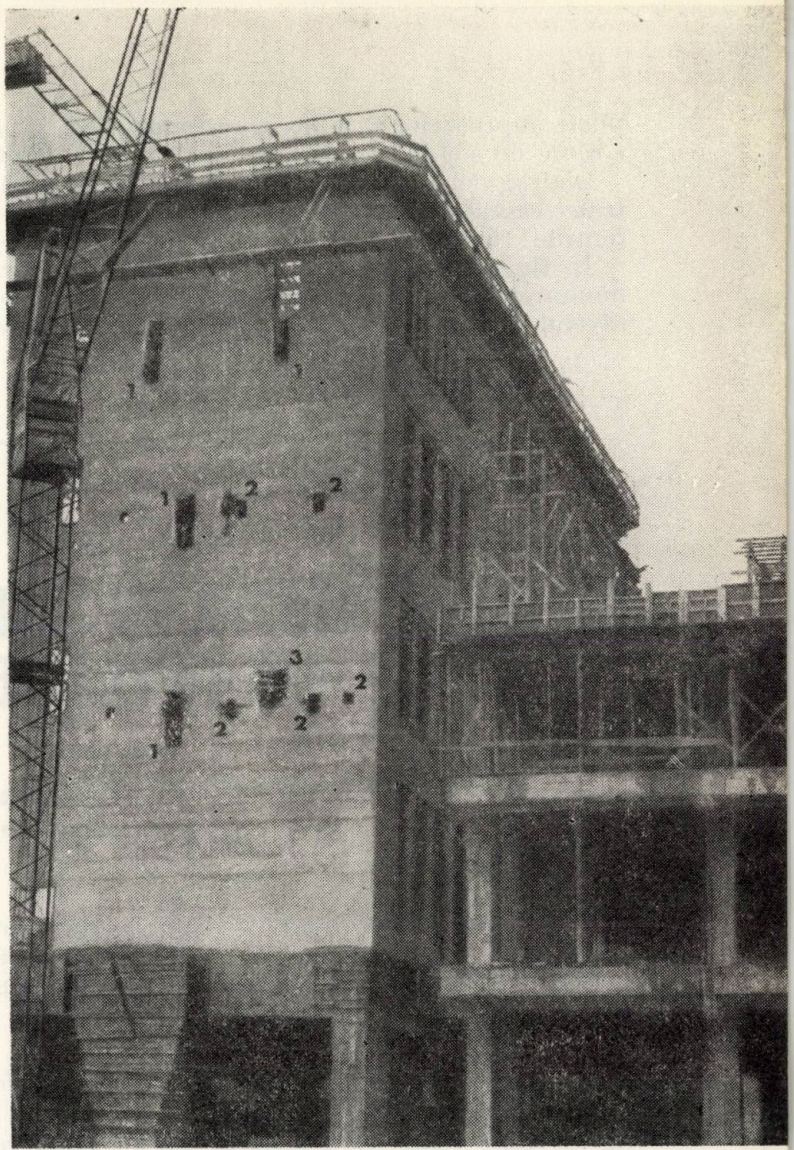


Fig. 16 – Diafragmă longitudinală: 1 – cofraj glisant; 2 – podina inferioară; 3 – inelele centrale pentru rigidizarea cofrajului glisant

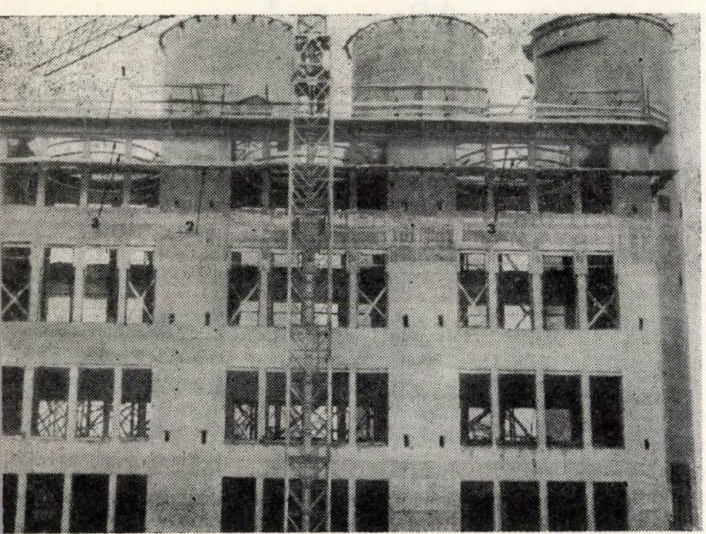


Fig. 17. – Diafragme transversale: 1 – goluri pentru grinzi principale; 2 – goluri pentru grinzi secundare; 3 – gol tehnologic

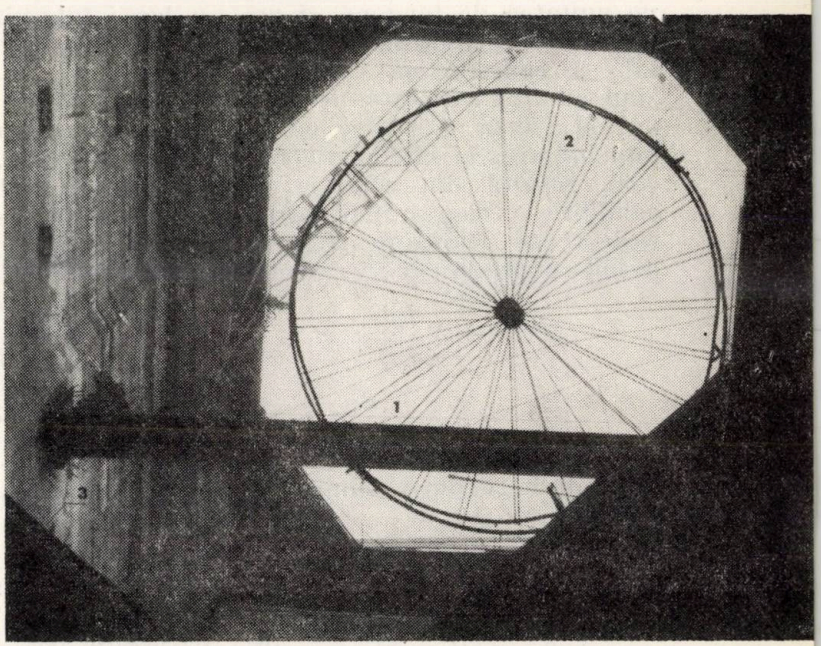


Fig. 18 – Montarea grinzilor principale: 1 – grindă principală la cota + 23,30 m; 2 – inel central; 3 – planșeu tehnologic (structura metalică) la cota + 16,60 m

pilele cuptoarelor 2 și 3, neancorată de clădire.

Diafragmele longitudinale și transversale sînt prezentate în figurile 16 și 17.

În figura 18 este prezentată montarea grinzilor principale la nivelul +23,30 m. Structura metalică a planșeului de la nivelul +16,60 (fig. 18 — reper 3) este montată.

Pe durata execuțării cofrajului glisant, cît și la montarea lui și pe parcursul glisării, colectivul de proiectanți a asigurat o asistență tehnică pentru prezentarea cît mai în amănunt a detaliilor de confecții, a analizării modificărilor propuse de constructor și a tehnologiei lucrului, cît și pentru urmărirea desfășurării lucrărilor și a comportării cofrajului glisant în timpul lucrului.

CALCULUL STATIC DE ORDINUL II AL CONSTRUCȚIILOR MULTIETAJATE CU DIAFRAGME

Ing. **EINAR KEINTZEL**
Institutul „Proiect — Brașov"

1. *PUNEREA PROBLEMEI*

După cum se arată în [1], [3], [6], calculul static de ordinul II al construcțiilor înalte se poate înlocui printr-un calcul static convențional de ordinul I, în care se introduce, în afară de sarcinile reale, și o sarcină orizontală fictivă, al cărei efect modelează efectele de ordinul II. Reducînd construcția la bara din fig. 1, avînd greutatea g pe unitatea de lungime, și notînd cu $y(x)$ deplasarea orizontală a construcției, corespunzînd unui calcul static de ordinul II, forța tăietoare corespunzînd acestei sarcini fictive, $q(x)$, rezultă din condiția de echilibru a elementului infinitesimal de bară din fig. 2, avînd expresia

$$\Delta Q = -N\frac{dy}{dx} = $$

$$= -g(H-x)\frac{dy}{dx}, \qquad (1)$$

de unde se deduce, similar ca în [1],

$$q(x) = \frac{dQ}{dx} =$$

$$= g\frac{d}{dx}\left[(H-x)\frac{dy}{dx}\right]. \qquad (2)$$

În această formulă, pentru expresia deplasării $y(x)$, se poate introduce, după Perry — Timoshenko,

$$y(x) = y_0(x)\frac{1}{1-g/g_{cr}}, \qquad (3)$$

unde $y_0(x)$ reprezintă deplasarea orizontală a construcției, corespunzînd calculului static de ordinul I, iar g_{cr} sarcina distribuită critică de tip Euler a barei înlocuitoare.

Problema determinării sarcinii $q(x)$ a fost tratată în [1], considerînd că structura studiată se compune numai din diafragme pline, încastrate rigid la baza lor, și din cadre pendulare, putînd prelua numai sarcini verticale.

În cazul în care premisa din [1], privind încastrarea rigidă a diafragmelor, nu este reală, adică în cazul în care momentul de încastrare de la baza diafragmei provoacă și o rotire a fundației, forțele fictive $q(x)$ pot lua valori mult mai mari decît cele arătate în [1]. Această creștere a efectelor de ordinul II în cazul încastrării elastice a elementelor structurale, care rigidizează construcția, se datorește atît sporirii deplasărilor $y_0(x)$, cît și micșorării

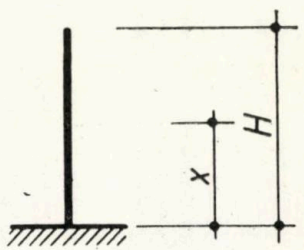


Fig. 1

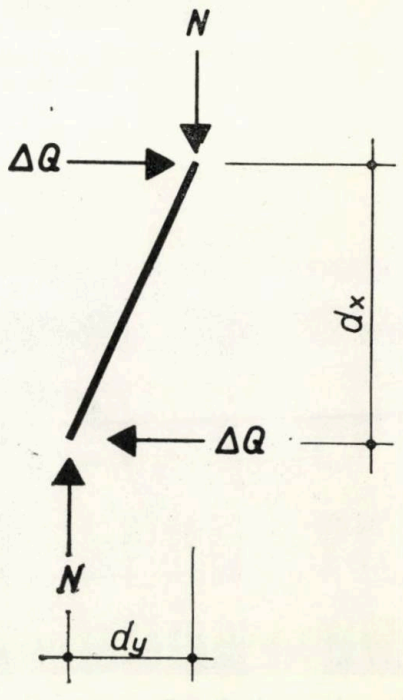


Fig. 2

sarcinii critice față de cazul încastrării rigide.

În cele ce urmează se va generaliza calculul sarcinii fictive $q(x)$ dat în [1] și pentru cazul considerării rotirii fundațiilor. De asemenea, se va considera și cazul structurilor compuse din diafragme pline, diafragme cu goluri și cadre, ale căror rigidități nu se neglijează. Pentru aceasta, diafragmele pline și stîlpii diafragmelor cu goluri se reduc, ca în [4], [5], [7], la o bară fictivă cu deformații de încovoiere preponderente și deformații de lunecare neglijabile, avînd rigiditatea EI, iar cadrele și riglele diafragmelor cu goluri se reduc la o bară fictivă cu deformații de lunecare preponderente și deformații de încovoiere neglijabile, cu rigiditatea GA. Rigiditatea la rotire a fundației barei cu deformații de încovoiere este K; se introduc notațiile $u = EI/KH$ și $\alpha^2 = H^2 GA/EI$.

Similar ca la calculul aproximativ al diafragmelor cu mai multe șiruri de goluri, dat în [7], se consideră pentru simplificare că momentul încovoietor $M(x)$ în bara cu deformații de încovoiere este proporțional cu momentul încovoietor $M_0(x)$, acționînd construcția în ansamblu, coeficientul de proporționalitate fiind γ. Notînd cu $Q_0(x)$ forța tăietoare acționînd construcția în ansamblu, coeficientul γ se poate determina din condiția ca energia potențială a structurii

$$U = \frac{1}{2}\left[\frac{\gamma^2}{EI}\int_0^H M_0^2(x)\,dx + \frac{(1-\gamma)^2}{GA}\int_0^H Q_0^2(x)\,dx + \frac{\gamma^2}{K} M_0^2(0)\right]$$

să fie minimă ($dU/d\gamma = 0$), de unde rezultă

$$\gamma = \frac{1}{1 + \dfrac{GA}{EI}\dfrac{\int_0^H M_0^2\,dx}{\int_0^H Q_0^2\,dx} + \dfrac{GA}{K}\dfrac{M_0^2(0)}{\int_0^H Q_0^2\,dx}} = \frac{1}{1 + \alpha^2\mu_1 + (GAH/K)\mu_2}. \quad (4)$$

Coeficienții

$$\mu_1 = \frac{\int_0^H M_0^2\,dx}{H^2\int_0^H Q_0^2\,dx},$$

$$\mu_2 = \frac{M_0^2(0)}{H\int_0^H Q_0^2\,dx}$$

au următoarele valori:

— pentru sarcina orizontală uniform distribuită

$\mu_1 = 0{,}150, \qquad \mu_2 = 0{,}750$

— pentru sarcina triunghiulară, cu valoarea maximă la vîrful construcției

$\mu_1 = 0{,}196, \qquad \mu_2 = 0{,}833$

— pentru sarcina concentrată la vîrful construcției

$\mu_1 = 0{,}333, \qquad \mu_2 = 1{,}000.$

Pentru cazul particular considerat în [1], $GA = 0$, rezultă

$$\gamma = 1.$$

În cele ce urmează, problema determinării efectelor de ordinul II se va trata pentru cazul construcțiilor simetrice. Avînd însă în vedere analogia între deformațiile transversale și cele din torsiune, rezultatele se pot extinde și asupra construcțiilor nesimetrice.

2. *SARCINA CRITICĂ DISTRIBUITĂ A BAREI ÎNLOCUITOARE, ȚINÎND SEAMĂ DE ROTIREA FUNDAȚIEI ȘI DE RIGIDITĂȚILE CADRELOR*

Pentru determinarea sarcinii critice distribuite a barei cu deformații de încovoiere, la care s-au redus diafragmele pline și stîlpii diafragmelor cu goluri, încastrată elastic la capătul inferior și liberă la capătul superior, fiind legată în mod continuu de o bară cu deformații de lunecare, se consideră expresia aproximativă a ecuației deformatei

$$y = B\left(2u\frac{x}{H} + \frac{x^2}{H^2} - \frac{1}{3}\frac{x^3}{H^3}\right). \quad (5)$$

verificînd condițiile la limită

$$y\ (0) = 0$$

$$y'\ (0) = uy''(0)$$

$$y''(H) = 0$$

(cea de-a patra condiție la limită, $y'''(H) = 0$ nu este verificată).

Lucrul mecanic interior, corespunzînd acestei expresii a deformatei, este

$$W = \frac{1}{2}\left[\int_0^H \frac{M^2(x)}{EI}\,dx + \int_0^H \frac{Q^2(x)}{GA}\,dx + \frac{M^2(0)}{K}\right] =$$

$$= \frac{1}{2}\left[\int_0^H y''^2(x)\,dx + \frac{GA}{EI}\int_0^H y'^2(x)\,dx + \frac{y''^2(0)EI}{K}\right]EI =$$

$$= \frac{2B^2}{3H^3}\left[1 + 3u + \alpha^2(0{,}8 + 4u + 6u^2)\right] EI, \quad (6)$$

iar introducînd variabila de integrare s, lucrul mecanic exterior este

$$A = \frac{g_{cr}}{2}\int_0^H \left[\int_0^X y'^2(s)\,ds\right]dx =$$

$$= \frac{g_{cr}B^2}{12}(1 + 6u + 12u^2). \quad (7)$$

Egalînd expresiile (6) și (7), rezultă

$$g_{cr} = \frac{8[1+3u+\alpha^2(0{,}8+4u+6u^2)]}{1 + 6u + 12u^2}\frac{EI}{H^3} = \beta\frac{EI}{H^3}, \quad (8)$$

Punînd ca în [1], $GA = 0$, rezultă din (8), pentru cazul

particular al barei încastrate perfect $g_{cr} = 8\ EI/H^3$ (valoarea exactă fiind 7,837 EI/H^3), iar pentru cazul particular al barei infinit rigide, încastrată elastic ($u = \infty$), rezultă $g_{cr} = 2K/H^2$.

3. *SOLICITĂRI DE ORDINUL II*

Deoarece la deducerea relației (4) s-a introdus pentru momentul încovoietor în bara cu deformații de încovoiere $M(x) = \gamma M_o(x)$, se va înlocui și în (3) deformata $y_o(x)$ prin $\gamma y_o(x)$. Introducînd în această ipoteză (8) în (3) și (3) în (2) și notînd $\xi = x/H$, $\xi' = 1 - \xi$ și $g_{cr}/g = c$, rezultă :

— pentru sarcina uniform distribuită p

$$q(x) = \frac{\beta\gamma p}{c-1}\left(\frac{1-4\xi'^3}{6} + \frac{u}{2}\right) \quad (9)$$

— pentru sarcina triunghiulară cu valoarea maximă p la vîrful construcției

$$q(x) = \frac{\beta\gamma p}{c-1}\left(\frac{3-16\xi'^3+5\xi'^4}{24} + \frac{u}{3}\right) \quad (10)$$

— pentru sarcina concentrată P la vîrful construcției sau pentru momentul uniform distribuit $m = P$ (transmiterea excentrică a sarcinilor verticale la diafragme)

$$q(x) = \frac{\beta\gamma P/H}{c-1}\left(\frac{1-3\xi'^2}{2} + u\right). \quad (11)$$

Cunoscînd sarcina fictivă $q(x)$ și introducînd variabilele de integrare s, t, se obține, pentru forța tăietoare suplimentară în bara cu deformații de lunecare, corespunzînd calculului static de ordinul II,

$$\Delta Q(\xi) = (1-\gamma)\int_x^H q(s)\,ds = \frac{\beta\gamma(1-\gamma)}{c-1}\left[Q_o(0)\,a(\xi) + \frac{M_0(0)}{H}\,u\,\xi'\right] \quad (12)$$

Tabela 1

Funcțiile $a(\xi)$, $b(\xi)$

ξ	Sarcina uniform distribuită		Sarcina triunghiulară		Sarcina concentrată	
	$a(\xi)$	$b(\xi)$	$a(\xi)$	$b(\xi)$	$a(\xi)$	$b(\xi)$
0,0	0,0000	0,1000	0,0000	0,1083	0,0000	0,1250
0,1	0,0406	0,0957	0,0555	0,1040	0,0855	0,1205
0,2	0,0651	0,0848	0,0908	0,0927	0,1440	0,1088
0,3	0,0766	0,0705	0,1090	0,0775	0,1785	0,0925
0,4	0,0784	0,0548	0,1132	0,0607	0,1920	0,0738
0,5	0,0729	0,0396	0.1068	0,0442	0,1875	0,0547
0,6	0,0624	0,0260	0,0922	0,0290	0,1680	0,0368
0,7	0,0486	0,0148	0,0725	0,0165	0,1365	0,0215
0,8	0,0331	0,0066	0,0494	0,0075	0,0960	0,0098
0,9	0,0167	0,0017	0,0250	0,0019	0,0495	0,0025
1,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

și pentru momentul încovoietor suplimentar în bara cu deformații de încovoiere

$$\Delta M(\xi) = \gamma\int_x^H\left[\int_t^H q(s)\,ds\right]dt = \frac{\beta\gamma^2}{c-1}M_0(0)\,[b(\xi) + 0{,}5u\xi'^2]. \quad (13)$$

Valorile funcțiilor $a(\xi)$, $b(\xi)$ se dau în tabela 1.

După cum s-a arătat în [2], se vor considera, în cazul construcțiilor nesimetrice, atît solicitări transversale, cît și solicitări de răsucire suplimentare, corespunzînd calculului static de ordinul II. Reducînd în acest caz, similar ca în [4] [5], [8], construcția la două bare fictive, dintre care una se deformează numai prin răsucire de tip Saint-Venant, avînd rigiditatea la răsucire GI_t, iar cealaltă numai prin încovoiere-răsucire, avînd momentul de inerție sectorial I_ω, analogia dintre deformațiile transversale și cele de răsucire permite să se calculeze și momentele de răsucire suplimentare ΔM_t în bara cu deformații de răsucire de tip Saint-Venant și bimomentele suplimentare ΔB în bara cu deformații de încovoiere-răsucire, corespunzînd efectelor de ordinul II, cu ajutorul formulelor (12), (13). În acest calcul se va înlocui Q prin M_t, M prin B, A prin I_t, I prin I_ω, iar suma sarcinilor verticale p, reportată la unitatea de lungime a barei înlocuitoare, prin momentul de inerție polar al acestor sarcini în raport cu centrul de rigiditate al construcției. Rigiditatea la rotirea fundației K se va înlocui prin bimomentul corespunzînd unui unghi de răsucire unitar, provocat prin rotiri de fundații.

Întrucît solicitările suplimentare, calculate după formulele (12), (13), nu reprezintă decît o corecție mică a solicitărilor corespunzătoare, calculate după teoria de ordinul I, se consideră că metoda de calcul simplificată, propusă aici, prezintă un grad de exactitate practic suficient.

4. *EXEMPLU DE CALCUL*

Se consideră construcția tratată în exemplul de calcul din [1], avînd 20 de etaje cu înălțimea de 3,20 m (H = 64,0m), al cărei plan este reprezentat în fig. 3. Se calculează sporul momentului din vînt la baza nucleului care rigidizează construcția, admițînd că stîlpii de pe

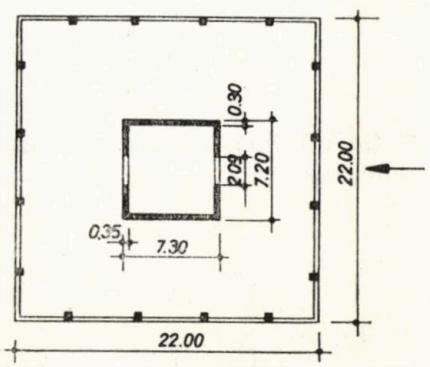


Fig. 3

contur pot prelua numai sarcini verticale. Sarcina verticală aferentă unui nivel este de 695 t, dintre care revin stîlpilor 378 t şi nucleului 317 t. Momentul de inerţie al nucleului este $I = 57{,}6$ m^4, se consideră $E = 2{,}1 \times 10^6$ t/m^2. Terenul de fundare avînd o presiune admisibilă de 5,0 kg/cm^2, sîmburele se fundează prin intermediul unui radier, cu dimensiunile în plan de 11,3×11,3 m^2. Momentul de inerţie al tălpii radierului este ca atare $I_f = 1345$ m^4, iar considerînd pentru coeficientul de tasare la rotirea fundaţiei $K_\theta = 1{,}4 \cdot 10^4$ t/m^3, rezultă $K = K_\theta I_f = 1{,}88 \cdot 10^7$ tm.

Avînd

$$u = \frac{EI}{KH} = \frac{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 57{,}6}{1{,}88 \cdot 10^7 \cdot 64{,}0} = 0{,}10,$$

rezultă din (8)

$$\beta = \frac{8(1 + 3 \cdot 0{,}1)}{1 + 6 \cdot 0{,}1 + 12 \cdot 0{,}01} = 6{,}05$$

$$g_{cr} = \beta \frac{EI}{H^3} = 6{,}05 \cdot \frac{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 57{,}6}{64{,}0^3} = 2790 \text{ t/m}.$$

Cu $g = 6951/3{,}2 = 217$ t/m rezultă $c = 2790/217 = 12{,}8$, iar din relaţia (13) se obţine:

$$\Delta M(0) = \frac{6{,}05}{12{,}8 - 1} M_0 (0{,}1000 + 0{,}5 \cdot 0{,}1) = 0{,}077\ M_0.$$

Momentul din vînt la baza nucleului creşte deci cu 7,7%. Analizînd ordinul de mărime al acestei creşteri, rezultă că efectele de ordinul II se vor lua în considerare, în afară de cazul construcţiilor în cadre, în primul rînd la construcţii rigidizate prin diafragme la care o parte însemnată a sarcinii verticale este preluată de stîlpi, coeficientul de siguranţă la pierderea stabilităţii c fiind mult mai mic în cazul acestor structuri decît în cel al structurilor la care toate sarcinile verticale sînt preluate prin diafragme, caz în care efectele de ordinul II sînt de obicei neglijabile.

BIBLIOGRAFIE

[1] Beck, H., König, G.: *Haltekräfte im Skelettbau.* Beton und Stahlbetonbau, 1, 2, 1967.

[2] Beck, H., König, G., Reeh, H.: *Kenngrössen zur Beurteilung der Torsionssteifigkeit von Hochhäusern.* Beton- und Stahlbetonbau, 12, 1968.

[3] Keintzel, E.: *Calculul static de ordinul II şi stabilitatea cadrelor etajate cu zidărie de umplutură.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii. 2, 1966.

[4] Keintzel, E.: *Un calcul spaţial simplificat al construcţiilor multietajate nesimetrice.* A III-a conferinţă de betoane. Structuri de beton armat. Cluj, 1970.

[5] Keintzel, E.: *Simplified Analysis of the Vibrations of Multistory Unsymmetrical Building.* Lucrările conferinţei privind calculul seismic al structurilor, Iaşi, 1970.

[6] Rosman, R.: *Beitrag zur Berechnung von Stockwerkrahmen nach der Spannungsteorie II und III Ordnung.* Die Bautechnik, 8, 1962.

[7] Rosman, R.: *Statik und Dynamik der Scheibensysteme des Hochbaues.* Springer, Berlin, 1968.

[8] Rosman, R.: *Untersuchung von Hochhäusern mit Tragsystem aus einem mittigen Kern und raumabschliessenden Stockwerkrahmen.* Beton- und Stahlbetonbau, 12, 1969

MINISTERUL CONSTRUCŢIILOR INDUSTRIALE

C D C A S

REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

Editează în 1972 următoarele publicaţii periodice:

1. **BULETINUL CONSTRUCŢIILOR**—îndrumare unitară pentru ramura construcţii-montaj.

12 numere pe an. Costul unui abonament: 168 lei.

2. **Revista „CONSTRUCŢII"**

12 numere pe an. Costul unui abonament: 170 lei.

3. **Revista „ŞANTIERUL DE CONSTRUCŢII"**

12 numere pe an. Costul unui abonament: 156 lei.

4. **MECANIZAREA CONSTRUCŢIILOR** 6 caiete pe an: 50 lei.

5. **COLECŢIA DE NORMATIVE ŞI INSTRUCŢIUNI** oficiale, noi sau revizuite, referitoare la activitatea de construcţii, montaj, instalaţii etc.

Apar pe măsura aprobării de către forurile competente.

Costul unui abonament anual: 120 lei (20 de broşuri).

REDRESAREA UNUI CASTEL DE APĂ DE 500 m³ LA FETEȘTI

Prof. ing. **I. STĂNCULESCU**
Institutul de construcții București

Dr. ing. **GH. DIMA**
INCERC

Ing. **C. OARĂ**
Întreprinderea de construcții agrozootehnice București

1. GENERALITĂȚI

După cum este cunoscut, fundarea construcțiilor amplasate în zonele cu loessuri și pămînturi loessoide ridică de cele mai multe ori probleme speciale, greu de rezolvat. Faptul se datorește comportării specifice a acestor pămînturi care, atunci cînd sînt umezite intens, prezintă sub încărcare tasări importante datorită slăbirii rezistenței liantului ce leagă particulele minerale între ele și distrugerii structurii lor macroporice. Tasările mari, adesea neuniforme, care au în general un caracter de prăbușire, pot duce la degradarea construcțiilor sau chiar la pierderea stabilității lor generale, dacă nu se iau încă de la proiectare o serie de măsuri suplimentare, prin care să se evite producerea unor astfel de fenomene.

Metodele folosite pentru evitarea neplăcerilor provocate de umezirea terenului de fundare sînt în continuă îmbunătățire datorită studiilor și cercetărilor ce se efectuează în prezent și este de așteptat ca în viitor, în condiții economice optime, riscul producerii degradărilor să poată fi eliminat în totalitate.

La construcții existente au apărut însă situații cînd pătrunderea accidentală a apei sub fundații, însoțită de tasări mari, a dat loc la apariția unor degradări sau înclinări ale construcțiilor care au impus intervenții speciale și lucrări de consolidare pentru repunerea lor în condiții de exploatare normală.

Printre cazurile de construcții înalte unde au fost necesare asemenea intervenții pentru înlăturarea pericolului pierderii stabilității generale ca urmare a înclinărilor exagerate, se menționează castelul de apă din stația Fetești, blocul K de pe șoseaua Giurgiului în București, castelul de apă de la Brăila, cel de la I.A.S. Baldovinești etc.

De fiecare dată, intervențiile au fost reușite, în sensul că prin lucrările speciale executate s-a realizat readucerea construcțiilor la verticală, ele putînd fi repuse în stare de funcționare normală.

În principiu, pentru astfel de remedieri s-au folosit două procedee, și anume : umezirea dirijată a terenului de fundare macroporic sau subsăparea pe porțiuni limitate a terenului de sub talpa fundației în partea opusă înclinării. Aceste procedee s-au asociat, de regulă, cu consolidarea terenului prin silicatizare sau electrosilicatizare, în scopul de a se evita producerea unor tasări ulterioare la construcțiile redresate.

În metoda de redresare prin umezire dirijată [1] se exploatează în mod corespunzător proprietatea loessurilor de a se tasa suplimentar prin inundare. De partea opusă înclinării, prin șanțuri sau foraje-dren laterale, se introduce apa sub fundație, în cantități și pe durate astfel stabilite încît, prin tasarea suplimentară care se produce, să se realizeze, treptat, revenirea la verticală a construcției înalte. Uneori, pentru păstrarea procesului de tasare, se realizează în paralel cu umezirea, de aceeași parte cu ea, și o lestare a fundației cu țagle, saci de nisip etc.

O dată cu întreruperea umezirii, fenomenul de tasare își reduce mult din intensitate, încetînd complet după o perioadă de timp relativ scurtă. Dacă se observă o prelungire nedorită a acestei perioade, se poate interveni și cu mijloace de uscare artificială a terenului pentru frînarea procesului de tasare.

Un element caracteristic care, de asemenea, face posibilă aplicarea acestui procedeu îl constituie faptul că, după consumarea tasării sub umezirea dirijată, terenul de fundare dispune încă de o rezervă suficientă de capacitate portantă pentru preluarea încărcărilor obișnuite transmise de fundații ; aceasta întrucît în procesul umezirii și modificării structurii pămîntului, deși coeziunea scade foarte mult, unghiul de frecare internă rămîne încă la valori destul de mari.

Al doilea procedeu de redresare ([2], [3], [4]), cel de subsăpare sub talpa fundației, este indicat mai ales atunci cînd umiditatea pamîntului sub fundație este relativ mare și o nouă umezire, dirijată, nu ar mai duce la o tasare suplimentară suficient de mare ca să se

poată realiza redresarea. De asemenea, îndesarea prea avansată a pămîntului sub fundație, ușurința cu care acesta poate fi excavat și îndepărtat, sau alte condiții locale pot determina opțiunea pentru acest procedeu.

La castelele de apă pe fundații inelare sau la construcțiile pe tălpi continue, excavarea pămîntului sub fundație în vederea redresării se face treptat, de o parte și de alta a acestora, în zona opusă înclinării. În contact cu talpa fundației rămîne numai un miez cu posibilitatea de a se deforma lateral, prin cedarea căruia se realizează mișcarea (tasarea) fundației și redresarea construcției.

Adîncimile maxime de săpare se limitează, de obicei, prin condiția ca planurile de rupere prin compresiune cu deformare liberă să intersecteze baza suprafeței de contact și prin aceea ca presiunea medie, transmisă semispațiului, să nu depășească valoarea limită de capacitate portantă (fig. 1).

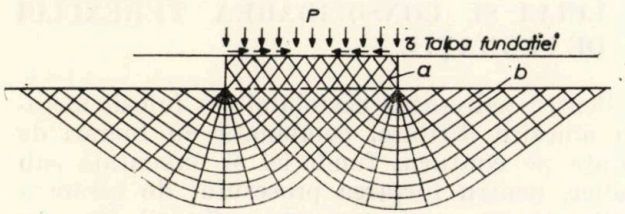


Fig. 1 — Zonele plastice în timpul subsăpării
a. zonă comprimată cu deformație laterală liberă; b. zonă în stare limită de capacitate portantă.

În cazul castelelor de apă sau altor construcții fundate pe radier general, excavarea pămîntului de sub radier se face cu unelte speciale sau prin forare orizontală dintr-un șanț executat pe perimetrul radierului, în zona redresării. În acest caz, tasarea și redresarea se realizează prin cedarea (strivirea) pămîntului dintre foraje, care trebuie executate la distanțe și cu diametre stabilite după criterii similare [4].

În cele ce urmează sînt descrise lucrările executate pentru redresarea unui castel de apă de la I.A.S. Feteşti, unde s-a folosit metoda umezirii dirijate, încercîndu-se totodată și o combinare a acesteia cu forarea sub radier pentru obținerea unei forțări a procesului de redresare.

2. DATE CARACTERISTICE PRIVIND CASTELUL DE APĂ ȘI TERENUL DE FUNDARE

Castelul de apă din cadrul Complexului de creștere și îngrășare a 150 000 de porci anual la I.A.S. Feteşti este o construcție din beton armat, cu înălțime totală de 42 m, fundată la 3,45 m de la nivelul natural al terenului pe un radier circular cu diametrul de 12,60 m. Corpul cilindric, de 29 m înălțime, are diametrul exterior de 6,18 m. Capacitatea rezervorului: 500 m³ (fig. 2).

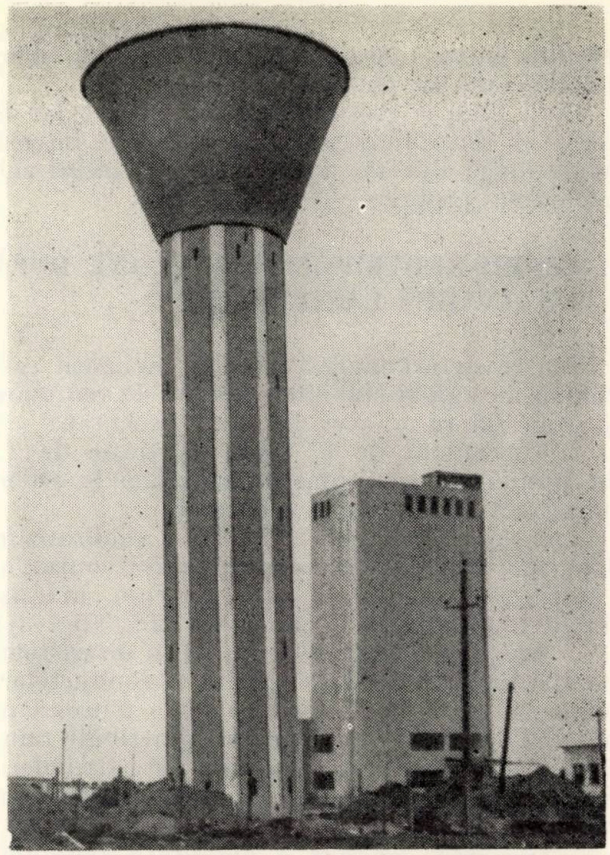


Fig. 2 — Castelul înainte de redresare

Turnul castelului s-a executat cu ajutorul cofrajelor glisante, iar rezervorul prin cofrare obișnuită pe un eșafodaj rezemat pe corpul cilindric.

În luna decembrie 1969 au început încărcările de probă ale rezervorului, iar castelul a fost dat în exploatare în ianuarie 1970.

La circa o lună de la darea în exploatare s-a observat o înclinare accentuată a castelului și, ca urmare, a fost necesară scoaterea lui din exploatare în vederea evitării pericolului de pierdere a stabilității generale.

Măsurătorile topometrice efectuate în februarie 1970 arătau o ieșire din verticală a castelului, la partea sa superioară, de 73 cm.

Studiile geotehnice efectuate în zonă au pus în evidență prezența unor depozite de loess și pămînturi loessoide cu grosimi ce depășesc 50 m, constînd din:

0 — 0,50 m sol vegetal;

0,50 — 21,00 m loess galben macroporic uscat, tare;

21,00 — 23,50 m loess mai argilos, cafeniu;

23,50 — 53,50 m praf argilos nisipos cu aspect loessoid.

Pentru stratul de pămînt cuprins între 5 și 8 m, din analizele de laborator au rezultat umidități în jur de 9% și porozități medii de cca 50%.

Sensibilitatea la umezire, exprimată convențional prin tasarea specifică la încărcarea de 3 kg/cm², depășește 2 cm/m pentru stratul

cuprins între 1,50 — 10,00 m, atingînd valori maxime de 16 cm/m.

Dată fiind şi grosimea mare a pachetului de loess şi sensibilitatea lui la umezire intensă şi de lungă durată, acesta prezintă tasări sub greutatea proprie.

3. STUDII GEOTEHNICE EFECTUATE DUPĂ INCLINAREA CASTELULUI

Pentru determinarea cauzelor înclinării castelului de apă şi stabilirea soluţiei de redresare şi consolidare a acestuia s-au executat:

a. Un număr de 17 foraje verticale de 2″ în jurul radierului construcţiei, pînă la 10 m adîncime sub nivelul terenului.

Probele de pămînt recoltate şi analizate în laborator au arătat că pe întregul contur al construcţiei pămîntul era puternic umezit, avînd o umiditate W de 18 — 22% (fig. 3);

— forajul 1 A situat la cca 25 m de castelul de apă lîngă căminul de racord al conductelor, a pus în evidenţă o zonă puternic umezită în această direcţie, fapt ce putea fi atribuit refulării apei din canalizare în canivou şi pătrunderii ei în teren prin rostul existent la legătura acestuia cu castelul;

— creşterea generală a umidităţii terenului în zona construcţiei s-a datorat şi stagnării apelor de precipitaţii în jurul construcţiei.

b. În completare, în partea opusă înclinării s-au mai executat sub radier două foraje de 2″, înclinate la 45° (fig. 4), recoltîndu-se probe din 0,25 în 0,25 m. Umidităţile determinate pe aceste probe au rezultat cu puţin mai reduse către mijlocul radierului ($W = 16 - 19\%$).

c. În luna februarie au început măsurători speciale de tasare, cu folosirea reperelor tip INCERC, montate în pereţii castelului la cca 0,40 m de la nivelul trotuarului.

S-au montat în total 10 repere de tasare, dintre care două (4 şi 10) pe direcţia de înclinare maximă. Poziţiile celor 10 repere rezultă din figurile 5 şi 6.

Pe peretele interior al castelului, în dreptul fiecărui reper s-a montat cîte o mică gradată, pe care s-au fixat tuburi de nivel legate la un vas comun pentru urmărirea mişcării castelului (fig. 7).

Citirile efectuate în perioada februarie-martie au arătat că procesul de tasare continuă, fără tendinţă de stabilizare. Faţă de situaţia prezentată, cît şi faţă de rezultatele obţinute din studiile geotehnice şi din măsurătorile de tasare, s-a stabilit necesitatea redresării castelului şi consolidării terenului de fundaţie.

4. LUCRĂRI PENTRU REDRESAREA CASTELULUI ŞI CONSOLIDAREA TERENULUI DE FUNDAŢIE

Pentru redresarea castelului s-a folosit metoda umezirii dirijate, combinată cu lucrări de forare pe conturul fundaţiei şi executate sub radier, pentru forţarea procesului de tasare a radierului în partea opusă înclinării (fig. 5). Pentru consolidarea terenului de fundare s-a prevăzut silicatizarea.

S-a executat mai întîi o excavaţie în jurul radierului, care să permită executarea lucrărilor ulterioare, şi totodată s-au secţionat provizoriu conductele de alimentare şi evacuare ale rezervorului la coturile de urcare în castel, realizîndu-se racorduri flexibile care să permită mişcarea liberă a castelului şi, în acelaşi timp, să asigure posibilitatea de dirijare a operaţiu-

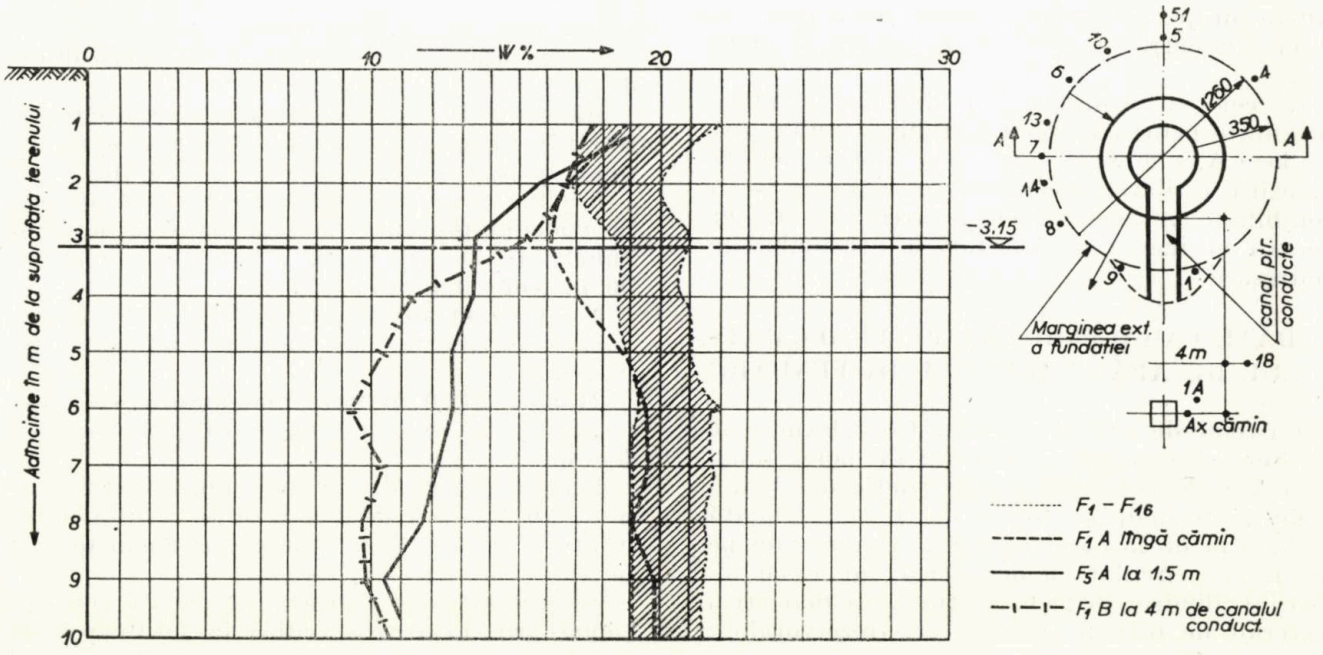


Fig. 3 — Umiditatea terenului sub fundaţie şi în jurul castelului de apă

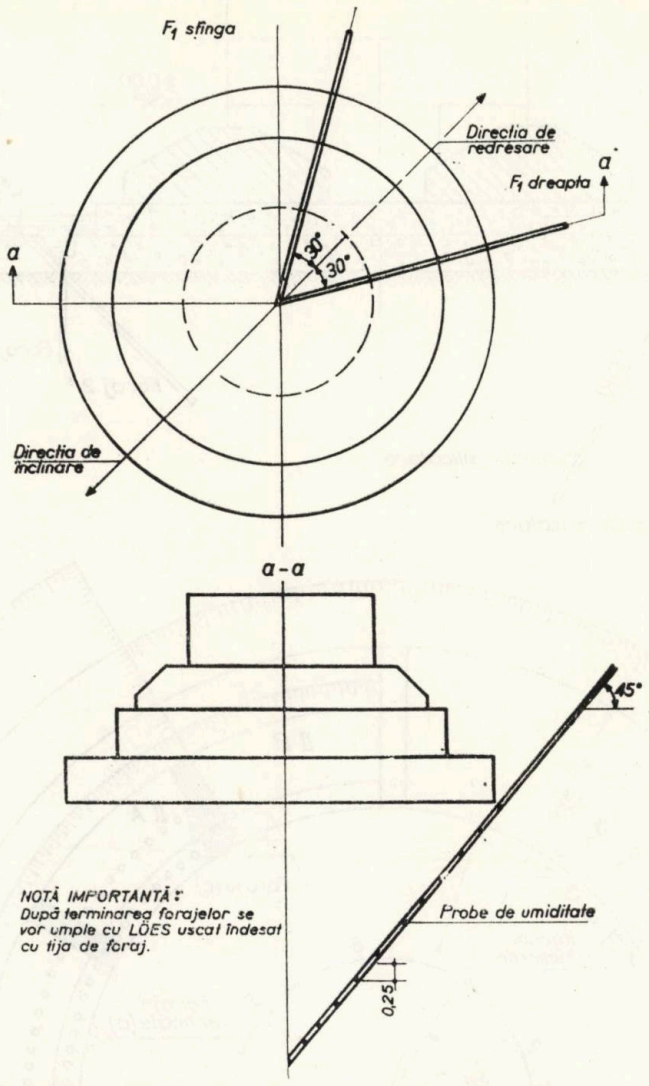


Fig. 4 — Foraje oblice sub radier

nilor de umplere şi golire a rezervorului în timpul redresării.

După aceea, au fost începute lucrările de consolidare a terenului în zona înclinării maxime, concomitent cu lucrările de redresare în partea opusă.

Consolidarea s-a realizat simetric faţă de linia înclinare-redresare prin injecţii verticale şi injecţii înclinate la 30° faţă de verticală (fig. 5).

S-a folosit silicat de sodiu tip SD, cu modul de silice în jur de 3. Densitatea soluţiei de silicat de sodiu a fost de 1,13 — 1,14.

Injecţiile verticale s-au făcut din 0,75 în 0,75 m şi la 0,25 cm distanţă de marginea radierului, pe o zonă cuprinsă sub un unghi la centru de 120°, avînd ca bisectoare axul redresare-înclinare.

Adîncimea de injecţie a fost de cca 5 m, realizată în patru trepte.

În total s-au injectat 8675 litri soluţie, din care 6900 litri prin injecţiile verticale şi 1775 litri prin cele înclinate.

Pentru redresarea castelului (figurile 5 şi 8) s-au executat iniţial forajele verticale de 2″ (*a*) şi înclinate la 45° (*b*), precum şi forajele (*c*) în scopul uşurării desprinderii radierului de pămîntul înconjurător şi facilitării procesului de tasare. În 11 din forajele înclinate, dispuse simetric faţă de linia redresării, s-au introdus injectoare, prin care s-a încercat pomparea apei sub presiune pentru umezirea pămîntului şi forţarea procesului de tasare (fig. 8*b*).

Injectarea apei n-a fost însă posibilă din cauza refulării ei la suprafaţă, fenomen care a avut loc chiar la presiuni foarte reduse.

Ca urmare, s-a recurs la o umezire a terenului în zona respectivă prin infiltrarea apei dintr-un şanţ lateral, în care nivelul acesteia era menţinut constant (fig. 5).

Şanţul lateral a fost compartimentat astfel încît umezirea şi respectiv procesul de tasare să poată fi dirijate după nevoie.

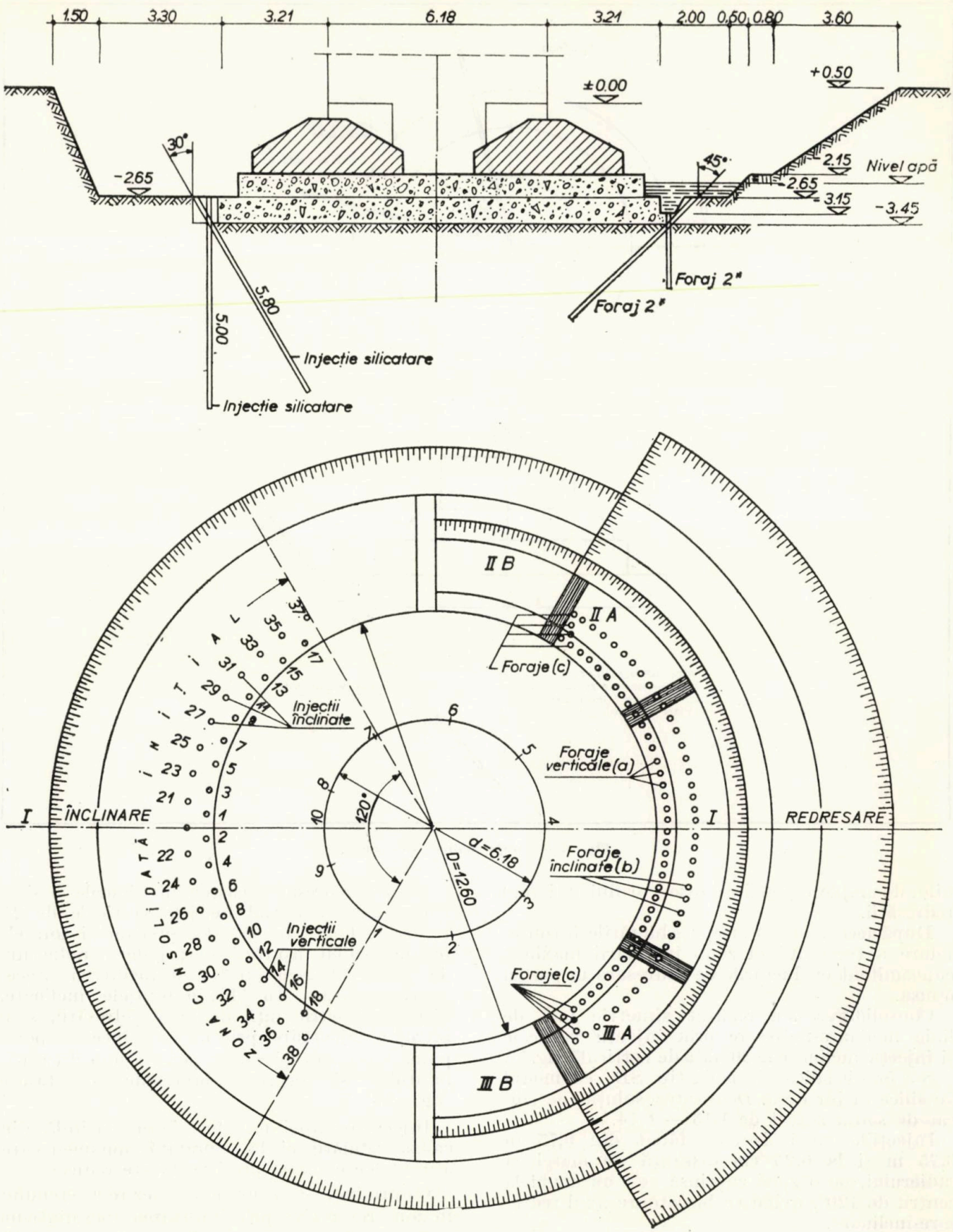


Fig. 5 — Schema lucrărilor pentru redresarea castelului de apă

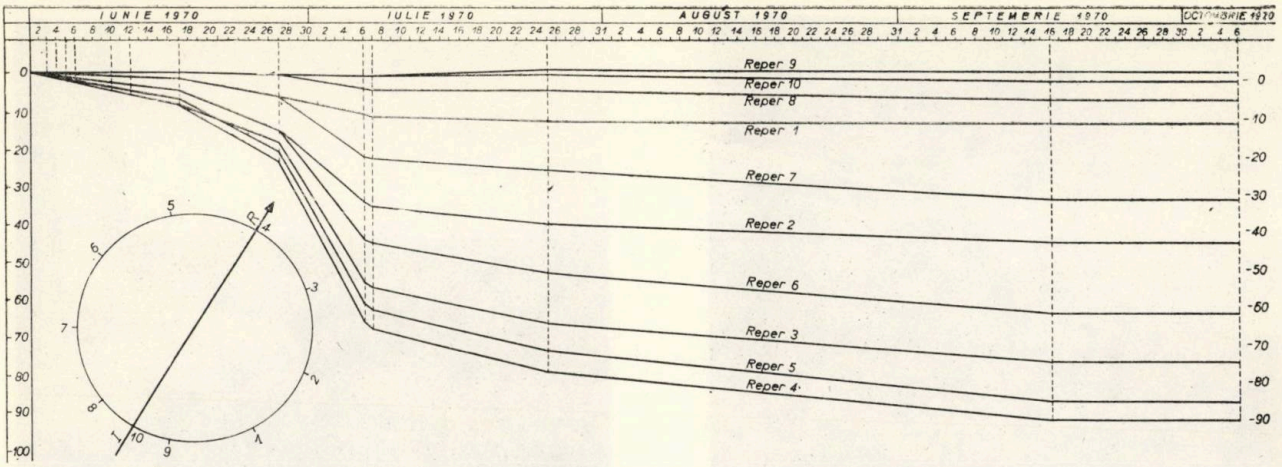


Fig. 6 — Graficul redresării castelului (după citiri la reperele topo)

Pe toată durata umezirii, rezervorul castelului a fost menținut plin cu apă (la întreaga capacitate).

Din figura 6 rezultă modul în care s-a desfășurat procesul de redresare a castelului (stabilit pe baza măsurătorilor de tasare).

Fiecare linie reprezintă variația în timp a diferențelor de tasare a reperelor față de reperul montat în punctul de minimă tasare inițială.

Se observă diferența maximă de tasare de 9,2 cm dintre reperul nr. 4 și reperul nr. 10, care corespunde unei reduceri a devierii castelului față de verticală de la 73 cm, cît era inițial, la cca 16 cm.

Totodată, se vede o tendință evidentă de scădere a ritmului de tasare diferențiată, începînd încă din luna iulie, deși umezirea a continuat pînă la data de 16 septembrie. Citirile topometrice, efectuate după 20 de zile de la întreruperea inundării, arată practic încetarea procesului de tasare diferențiată în zona redresării.

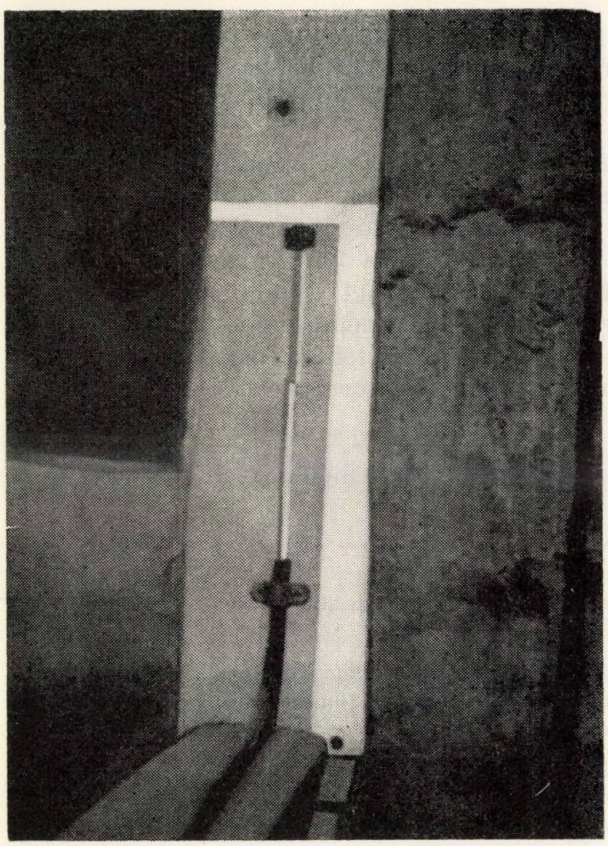


Fig. 7 — Tuburi de nivel cu mire gradate

5. LUCRĂRI DE REFACERE A SISTEMULUI CANIVOU-INSTALAȚII ȘI DE AMENAJARE A TERENULUI IN JURUL CASTELULUI

Principalul neajuns al sistemului canivou-instalații îl constituie lipsa unei pante suficiente care să împiedice refularea apei din canalizare în canivou și pătrunderea ei în teren prin rostul dintre canivou și fundație, ca și prin crăpăturile canivoului provocate de tasarea construcției (fig. 8).

Pentru înlăturarea lor s-a prevăzut refacerea canivoului și a căminului de racord existente, la o cotă superioară astfel încît să fie asigurată panta necesară către sistemul de canalizare.

S-a prevăzut ridicarea tălpii canivoului la nivelul pragului ușii de intrare în castel care, amenajată în mod corespunzător, să servească drept gol pentru trecerea directă a tuturor conductelor din castel în canivou.

În această situație, golul din fundație, executat inițial pentru trecerea conductelor, nemaifiind necesar, s-a desființat prin umplere cu beton.

Pentru intrarea în castel s-a prevăzut crearea unei noi uși, care a fost amenajată și consolidată în așa fel încît să nu fie afectată rezistența peretelui cilindric al castelului. În jurul castelului s-a prevăzut executarea unei umpluturi din pămînt argilos, bine compactat, și a unui trotuar etanș, avînd cote determinate

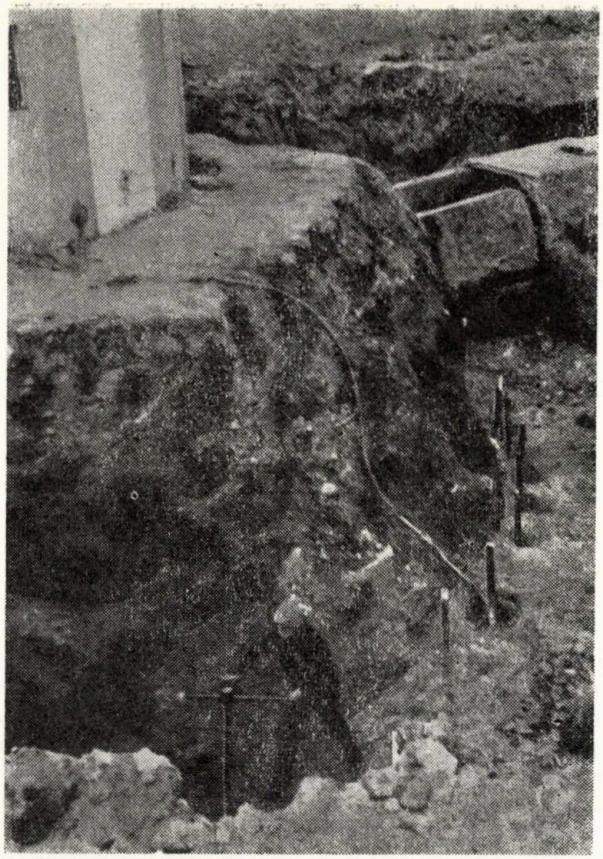
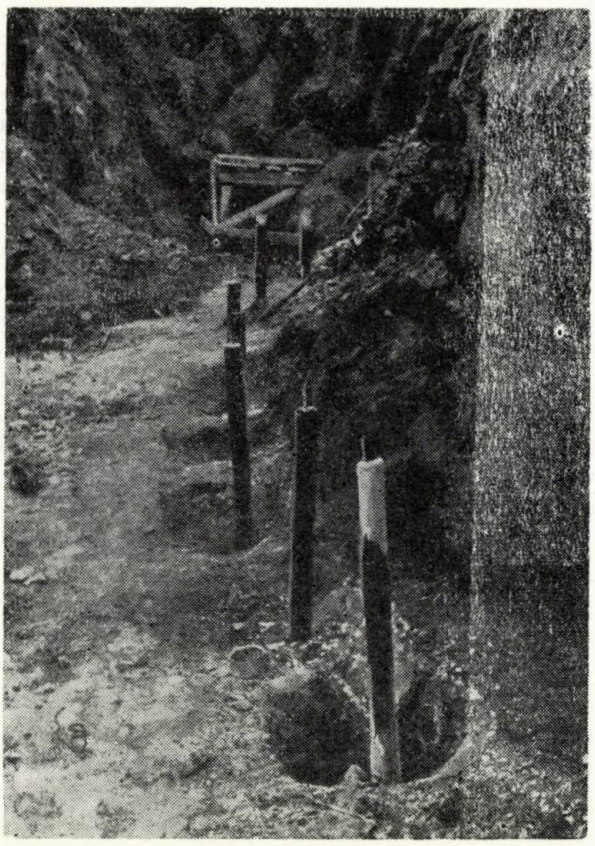


Fig.8 – Imagini din timpul execuţiei lucrărilor

a. Execuţie de foraje verticale şi înclinate



b. Injectoare pentru pomparea apei.

de noul nivel al canivoului, cu pante şi rigole corespunzătoare pentru îndepărtarea apelor din precipitaţii la o distanţă de minimum 20 m de castel.

Aceste lucrări au fost executate după consolidarea prin silicatizare a terenului de fundare pe restul conturului radierului şi umplerea excavaţiei cu pământ bine compactat.

Redresarea realizată şi lucrările de consolidare şi amenajare executate au permis redarea în exploatare a castelului, care funcţionează acum în condiţii normale.

BIBLIOGRAFIE

[1] Stănculescu I. : *Tasarea neuniformă şi redresarea unei construcţii fundate pe loess.* Buletinul ştiinţific al Academiei R.S.R. Secţiunea de ştiinţe tehnice şi chimice, T. 4, nr. 3–4, 1952.

[2] Stănculescu I. ş.a.: *Redresarea blocului K din şoseaua Giurgiului.* Buletin tehnic informativ al D.G.C.M.-S.P.O.B. nr. 1, 1966.

[3] Andrei S. ş.a. : *Readucerea la verticală a două castele de apă fundate pe loess.* Lucrările celei de a II-a Conferinţe de geotehnică şi fundaţii – Bucureşti, 1971. Vol. I.

[4] Dima G. şi Kehaian Z. : *Redresarea unui castel de apă de 500 m³.* „Construcţii" nr. 6/1971.

CONSIDERAȚII PRIVIND INFLUENȚA CENUȘII DE TERMOCENTRALĂ ASUPRA CARACTERISTICILOR FIZICO-MECANICE ALE BETONULUI UȘOR CU ZGURĂ EXPANDATĂ

Ing. **IOAN I. GIURGIU**
Institutul politehnic Cluj

Colaboratori: ing. **GH. CĂRĂBAȘ**, ing. **S. POPESCU**, ing. **N. SASU**
Trustul de construcții Hunedoara-Deva

În scopul reducerii consumului de ciment și îmbunătățirii caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului ușor cu zgură expandată, am studiat și experimentat prepararea betonului ușor din zgură expandată cu adaos de cenușă de termocentrală.

Realizarea betoanelor de rezistență de marcă B 100—B 200 se obține în prezent (C 53—69) cu dozare de ciment 210—350 kg/m³, ceea ce, într-o anumită măsură, are un efect negativ asupra caracteristicilor reologice ale betonului ușor.

Pe baza recomandărilor Congresului internațional de beton ușor de la Londra (1968) și a recomandărilor Comitetului European de Betoane, am studiat posibilitatea valorificării superioare a zgurii expandate, la caracteristici fizico-mecanice competitive cu betoanele ușoare din străinătate.

Prescripțiile americane limitează densitatea aparentă în stare întărită a betoanelor ușoare la 2000 kg/m³, iar cele din R.F.G. la 1850 kg/m³. Betoanele cu zgură expandată realizate în Austria și R.P. Ungară se încadrează în aceste din urmă prevederi.

În țara noastră, la studierea betoanelor ușoare nu s-a urmărit în mod special reducerea densității aparente în stare întărită.

I. COMPOZIȚIA OPTIMĂ

Autorul a efectuat cercetări aplicative asupra betoanelor cu zgură expandată încă din 1964, stabilind compoziții orientative [3] care, pentru mărci B 100 și B 150, au dus la densitatea aparentă în stare întărită de 1790 kg/m³, respectiv 1950 kg/m³. Rezultatele nu au fost mulțumitoare, dar pentru perioada 1964—1966 au corespuns scopului urmărit la o lucrare experimentală [3]. Pentru reducerea densității aparente în stare întărită s-a acționat asupra:

— parametrilor procedeului de expandare,
— compoziției.

Investigația asupra compoziției betonului ușor cu zgură expandată a dus, pe bază de studii și experimentări, la rezultate favorabile, prin înlocuirea parțială a cimentului și nisipului de carieră sort 0—3 cu cenușă de termocentrală.

Experimentările s-au efectuat cu cenușă de termocentrală de la Paroșeni și Mintia—Deva, obținută la arderea cărbunelui prin pulverizare cu injecție.

Caracteristica cenușii de termocentrală de a fixa calciul în prezența apei la temperatura normală, îi conferă proprietăți de adaos hidraulic, iar densitatea, în stare uscată, de 900 kg/m³ asigură înlocuirea economică a nisipului (în general 1 t cenușă de termocentrală înlocuiește 1,5 t nisip de carieră sort 0—3).

Compoziția chimică și finețea pentru cenușa de termocentrală utilizată se prezintă în tabela 1.

Tabela 1

Sursa de alimentare cu cenușă de termocentrală	Compoziția chimică								Finețe rest pe sita 009 (‰)
	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Alcalii	Cărbune nears	
Paroșeni	53,46	25,12	18,83	4,55	1,40	0,45	1,51	0,94	18%
Mintia—Deva	53,18	24,60	14,10	4,60	1,33	0,33	1,23	0,63	16%

NOTĂ: Determinările au fost efectuate în 1970.

Stabilirea compoziţiei betonului din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală s-a efectuat cu respectarea condiţiilor următoare :

— utilizarea pentru zgură expandată a unei curbe granulometrice cu un volum de goluri intergranulare cît mai mic, volum care să se ocupe de către pasta de ciment, cenuşă de termocentrală şi nisip de carieră ;

— folosirea unui ciment cu activitate mare (PZ 400 sau BSS 400) ;

— utilizarea unui raport apă-ciment (a/c) astfel încît să se evite fenomenul de plutire a agregatelor mari (sort 7—15) în mortarul prea fluid care se scurge spre bază.

Pe baza cercetărilor efectuate, reţetele optime recomandate pentru beton din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală sînt prezentate în tabela 2.

Literatura de specialitate din străinătate ([8], [9], [11], [12]) recomandă, pentru sporirea rezistenţelor mecanice la betoanele uşoare cu agregate expandate, mărirea conţinutului de parte fină. Înlocuind nisipul de carieră cu cenuşă de termocentrală realizăm :

— reducerea densităţii aparente a betonului,

— sporirea rezistenţelor mecanice.

Este cunoscut faptul că betoanele cu agregate uşoare necesită un consum mai ridicat de ciment decît betoanele cu agregate obişnuite, deoarece suprafaţa specifică a granulelor este mai mare. Şi din acest punct de vedere se recomandă utilizarea cenuşii de termocentrală, care reprezintă un adaos activ cu un conţinut important de fracţiuni fine, care se fixează de suprafaţa granulei de zgură expandată, atît fizic, cît şi chimic, mai bine decît nisipul de carieră. Încercările efectuate pentru fiecare marcă de beton uşor la diferite vîrste au arătat creşteri intensive ale rezistenţelor mecanice, în special pînă la vîrsta de 28 de zile de la turnarea probei, datorită procesului de formare a cristalelor şi de întărire a pietrei de ciment.

II. CARACTERISTICI FIZICO-MECANICE

Principalele caracteristici fizico-mecanice ale betonului din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală au fost studiate şi determinate pentru mărcile de beton B 100, B 150, B 200, şi sînt prezentate în tabela 3.

Consideraţiile asupra caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală privesc următoarele aspecte :

a. Reducerea densităţii aparente a betonului din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală faţă de prevederile instrucţiunilor C 53—69 (se prezintă în figura 1).

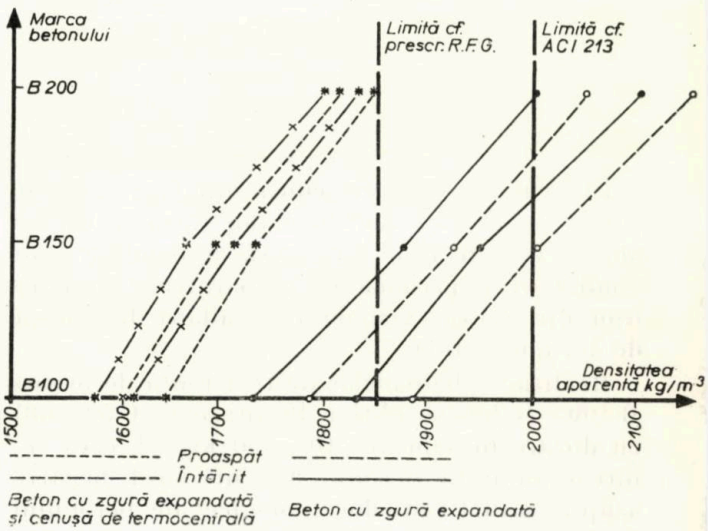


Fig. 1

b. Rezistenţa la compresiune a betonului din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală creşte cu 4—8% faţă de a betonului din zgură expandată fără adaos, fiind în directă dependenţă de sistemul de compactare.

Creşterea rezistenţelor la compresiune se explică în special prin :

— umplerea mai bună a interspaţiilor dintre granule ;

Tabela 2

Nr. crt.	Materialul component	UM	Marca betonului		
			B 100	B 150	B 200
1	Ciment PZ 400	kg/m³	180—200	200—220	220—240
2	Apă	l/m³	200	220	230
3	Nisip de carieră	kg/m³	50	60	70
4	Zgură expandată de Hunedoara	kg/m³			
	sort 0— 7 mm		400	460	500
	sort 7—15 mm		530	580	600
5	Cenuşă de termocentrală	kg/m³	150—170	170—190	190—200

NOTĂ: Zgură expandată cu conţinut mediu de umiditate de 10%.

Tabela 3

Caracteristici fizico-mecanice	Unitatea de măsură	Marca betonului					
		B 100		B 150		B 200	
		—	cu adaos de cenuşă de termocentrală	—	cu adaos de cenuşă de termocentrală	—	cu adaos de cenuşă de termocentrală
1. Densitatea aparentă — proaspăt — întărit	kg/m³	1780—1880 1730—1830	1610—1650 1580—1620	1925—2000 1875—1950	1690—1730 1670—1710	2050—2150 2000—2100	1810—1840 1800—1830
2. *Rezistenţe normate* Compresiune centrică R^n_{pr}	N/cm² kgf/cm²	830 83	900 90	1170 117	1220 122	1500 150	1540 154
Compresiune din încovoiere R^n_i	N/cm² kgf/cm²	1050 105	1150 115	1450 145	1570 157	1950 195	2120 212
Întindere R^n_t	N/cm² kgf/cm²	110 11	115 11,5	140 14	150 15	160 16	165 16,5
3. Modulul de elasticitate la compresiune E_b	N/cm² kgf/cm²	1.200.000 120.000	1.120.000 112.000	1.800.000 180.000	1.414.000 141.400	2.500.000 250.000	1.725.000 172.500
4. Contracţia la uscare după 120 de zile	mm m	0,40	0,43 0,45	0,45	0,47 0,49	0,55	0,56 0,58
5. Conductivitatea termică	kcal m.h.grad w mp.grad	0,500 0,585	0,400 0,470	0,550 0,645	0,460 0,540	0,70 0,82	0,500 0,585
6. Modulul de rezistenţă specifică $M = \frac{R^n_{pr}}{\rho_a}$	%	46,8	56,3	65,1	72,3	73,0	85,1

— pătrunderea mortarului format din ciment, cenuşă şi parţial nisip în neregularităţile suprafeţei granulei de zgură expandată.

Transmiterea eforturilor prin betonul uşor de rezistenţă se face mai ales prin intermediul scheletului de rezistenţă format de piatra de ciment sau de mortarul fin de ciment. Sporirea volumului şi a rezistenţei pietrei de ciment duce la creşterea rezistenţei betonului uşor.

Pe baza unui număr important de încercări experimentale (96 cuburi/marcă) s-a constatat că ruperea betonului din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală se produce prin agregat sau mortarul fin de ciment, cenuşă şi, parţial, nisip. Nu au fost cazuri de rupere din cauza distrugerii adeziunii dintre granulele de zgură expandată şi mortarul fin de ciment-cenuşă-nisip.

În figura 2 se prezintă creşterea rezistenţei la compresiune pentru betonul din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală faţă de prevederile instrucţiunilor C 53—69.

Rezistenţa la întindere a betonului din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală înregistrează, faţă de betonul din zgură expandată fără adaos, o creştere fără importanţă practică de 3% pînă la 7%. Între rezistenţa prismatică (R^n_{pr}) şi rezistenţa la întindere (R^n_t) se menţine acelaşi raport ca la betoanele cu agregate normale.

În condiţii de întărire normală, creşterea rezistenţelor la compresiune ale betonului din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală

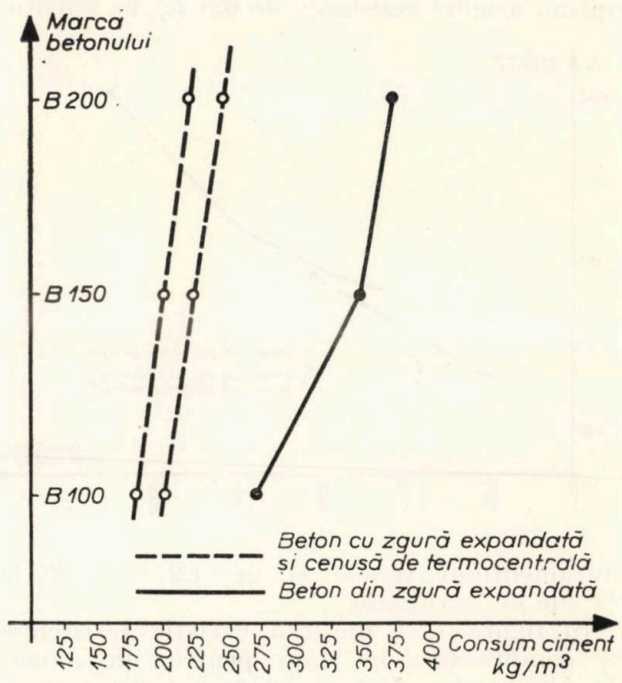


Fig. 2

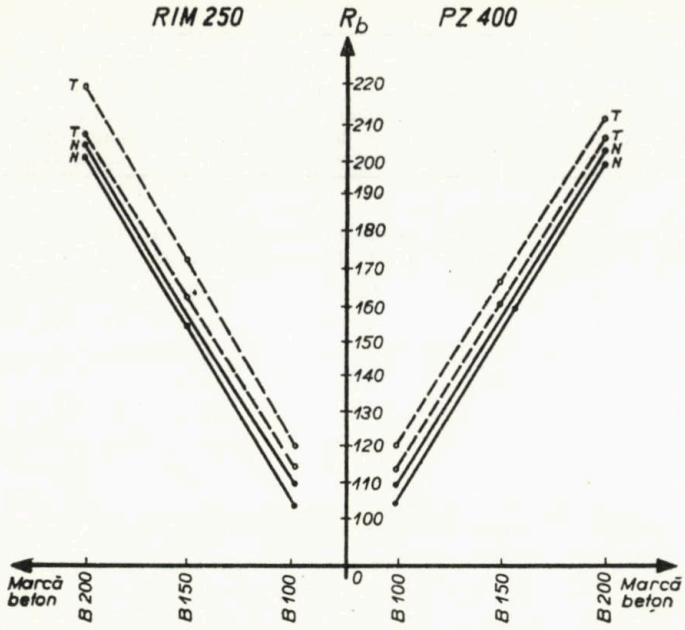


Fig. 3

este mai pronunțată decît la betonul din zgură expandată fără adaosuri (fig. 3).

Studiul experimental a fost efectuat atît pentru ciment RIM 250, cît și pentru ciment PZ 400.

Prin acest program de experimentare s-a constatat că la folosirea cimentului RIM 250 rezistența la compresiune pentru vîrsta de 7 zile este de 0,70—0,75 R^n_{pr}, față de 0,53—0,56 R^n_{pr} în cazul utilizării cimentului PZ 400.

c. Tratamentul termic aplicat betonului din zgură expandată cu adaos de cenușă de termocentrală duce la:

— aburirea, la presiune atmosferică în ciclu optim, asigură rezistențe de 0,8 R^n_{pr} la sfîrșitul

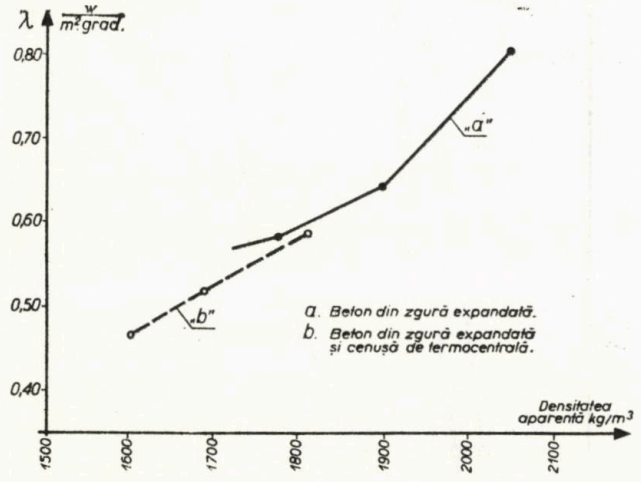


Fig. 4

tratamentului termic și de 1,2—1,3 R^n_{pr} la 28 zile de la turnare.

În figura 4 se prezintă variația rezistenței la compresiune în timp pentru un număr de 106 probe, fără și cu tratament termic.

Aburirea la presiune atmosferică în ciclu optim se consideră:

— ridicarea temperaturii agentului termic pînă la 65°C, timp de 2—4 ore;

— în trepte de cca 22°C/h;

— menținerea nivelului de temperatură constant maximă (65°C) timp de 2—4 ore;

— scăderea temperaturii de regim termic la temperatura mediului ambiant, timp de 8—16 ore.

Betonul din zgură expandată cu adaos de cenușă de termocentrală, comparativ cu betonul din agregate normale, nu trebuie supus la o temperatură mai mare de 70°C.

În cadrul programului de experimentare, am supus probe la tratament termic cu temperatura maximă de 75°, 80° și 85°C și s-a constatat o scădere a rezistenței prismatice, iar din punctul de vedere al aspectului exterior betonul a devenit sfărîmicios. Acest fenomen se explică prin factorii care influențează dilatarea termică a betonului cu zgură expandată: coeficientul de dilatare al zgurei expandate și volumul de mortar fin format din ciment-cenușă-nisip.

Coeficientul de dilatare termică al zgurei expandate (determinat pe cale de laborator în 1964 la C.S.H.) este de $3{,}8—4{,}7 \times 10^{-6}$/grad C față de $6{,}3—6{,}8 \times 10^{-6}$/grad C la pietrișul de rîu utilizat la betoanele grele, ceea ce arată că, la aceeași temperatură de tratament termic, betonul cu zgură expandată se dilată mai puțin decît betonul normal. Pe baza unor determinări experimentale în laborator asupra unui număr de 78 de probe s-a determinat valoarea aproximativă, pentru betonul din zgură expandată cu adaos de cenușă de termocentrală, a coeficientului de dilatare termică prezentat în tabela 4.

Tabela 4

Marca betonului	B 100	B 150	B 200
Coeficientul de dilatare termică ... $\times 10^{-6}$/grad C	8,35	8,47	8,53

Aceste valori se încadrează în limita prevederilor C.E.B.: 8×10^{-6}/grad C.

d. Modulul de elasticitate E_b, determinat pentru betonul din zgură expandată cu adaos de cenușă de termocentrală, are valori mai mici decît pentru betonul din zgură expandată fără adaosuri; această scădere de valoare se explică prin reducerea densității aparente.

În tabela 5 se prezintă date comparative. Variația raportului $\frac{E'_b}{E_b}$ în limite foarte restrînse (0,978 — 0,982) caracterizează omogenitatea rezultatelor experimentale și acceptarea pentru zgura expandată de Hunedoara a unui

Tabela 5

Valoarea modulului de elasticitate determinat N/cm²	Marca betonului		
	B 100	B 150	B 200
experimental E_b	1.120.000	1.141.000	1.725.000
din calcul E'_b (după C.E.B.)	1.090.000	1.385.000	1.695.000
Raportul $\frac{E'_b}{E_b}$	0,980	0,978	0,982

coeficient $K = 5800$, la aplicarea formulei lui Pauw pentru determinarea modulului de elasticitate la compresiune.

Reducerea valorii modulului de elasticitate pentru betoanele din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală faţă de betoanele din zgură expandată fără adaos se mai justifică şi prin înlocuirea nisipului de carieră sort ($\rho_a = 1600$ kg/m³) cu cenuşă de termocentrală ($\rho_a = 900$ kg/m³).

e. Deformaţiile din contracţii au fost determinate pentru un număr de 105 probe pe cale de laborator şi pentru un număr de 12 elemente de dimensiuni mari (panouri mari).

Valorile experimentale se încadrează în limitele prevăzute de literatura de specialitate [5]. Deşi era de aşteptat ca prin adaos de cenuşă de termocentrală valoarea deformaţiilor din contracţie să fie mult majorată, rezultatele experimentale au dovedit justeţea teoriei americane şi germane [5], [7] care arată că „valoarea contracţiei la betoanele uşoare se reduce prin creşterea gradului de compactare, ceea ce reduce deformabilitatea agregatului sub efectul tensiunilor interne din pasta de mortar fin". În cazul betonului de zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală, tensiunile interne din pasta de mortar fin format din cenuşă-ciment-nisip sînt mult mai mari — în baza proprietăţilor de liant ale cenuşei de termocentrală — decît în cazul betonului din zgură expandată fără adaos de cenuşă.

f. Coeficientul de conductivitate termică la betonul din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală scade, faţă de betonul din zgură expandată, proporţional cu reducerea densităţii aparente a betonului.

g. Aderenţa betonului din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală la armătură a făcut obiectul continuării unor cercetări efectuate de autor pentru betonul din zgură expandată fără adaos de cenuşă [3]. Rezultatele programului de experimentare sînt prezentate în tabela 6.

Aderenţa armăturii în betonul din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală este mai mare decît în cazul betonului din zgură expandată fără adaos de cenuşă, fapt ce se explică prin aceea că, la aceleaşi mărci de beton, consumul de pastă de mortar fin format din cenuşă-ciment-nisip este mai mare decît la betonul fără adaos de cenuşă, deci rezistenţa mortarului fin, care în mare măsură determină mărimea coeziunii în betonul din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală este mai mare decît la betonul fără adaos.

h. Rezistenţa la îngheţ-dezgheţ şi durabilitatea betoanelor uşoare sînt îmbunătăţite prin adaosul de cenuşă de termocentrală, dacă se au în vedere schimbările calitative în proprietăţile mortarului fin care umple golurile dintre granulele de zgură expandată.

În baza prevederilor STAS 3518—68, determinările efectuate asupra unui număr de cîte 35 de probe de beton din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală pentru fiecare marcă de beton au corespuns probei de gelivitate G 50.

i. Protecţia anticorosivă a armăturilor în betonul uşor se asigură pe bază de lac Movital (reţetă dată în lucrarea [3]).

Tabela 6

Tip beton	Marca beton	Bare din oţel-beton montate paralel cu direcţia de turnare a betonului				Bare din oţel-beton montate perpendicular pe direcţia de turnare a betonului			
		OB 38		PC 52		OB 38		PC 52	
		R_{ad}	$\frac{R_{ad}}{R^n_{pr}}$	R_{ad}	$\frac{R_{ad}}{R^n_{pr}}$	R_{ad}	$\frac{R_{ad}}{R^n_{pr}}$	R_{ad}	$\frac{R_{ad}}{R^n_{pr}}$
Beton din zgură expandată	B 100	14,00	0,168	14,70	0,177	9,80	0,118	10,40	0,125
	B 150	21,80	0,186	22,20	0,189	15,50	0,133	15,80	0,135
	B 200	26,30	0,175	27,00	0,180	18,40	0,123	19,20	0,128
Beton din zgură expandată cu adaos de cenuşă de termocentrală	B 100	15,40	0,171	15,60	0,173	11,20	0,124	11,40	0,127
	B 150	22,70	0,186	23,10	0,190	16,30	0,134	16,90	0,138
	B 200	27,10	0,176	27,20	0,177	19,50	0,126	19,80	0,128

NOTA: R_{ad} — rezistenţa aderenţei dintre beton şi armătură (kgf/cm²)
— Diametrul oţelului-beton utilizat în experimentare: Ø 14 şi Ø 16
— Probe executate: 9 buc/marcă beton/tip de oţel-beton.
— Procedeul de experimentare prezentat în lucrarea [3].

III. EFICIENȚA TEHNICO-ECONOMICĂ

În țara noastră, betonul din zgură expandată se utilizează la executarea panourilor mari pentru clădiri de locuit. Optimizarea rețetei de preparare a betonului este un mijloc de reducere a costului investiției.

Aplicînd rețeta optimă prevăzută în tabela 2, reducerea consumului de ciment la m³ de beton ușor față de prevederile instrucțiunilor C 53—69 se prezintă în tabela 7.

Tabela 7

Beton din zgură expandată	Consum de ciment (kg/m³)		
	B 100	B 150	B 200
fără adaos de cenușă de termocentrală	270	350	375
cu adaos de cenușă de termocentrală	180—200	200—220	220—240
diferența consumului de ciment (kg/m³)	70—90	130—150	135—155

Considerînd că aprovizionarea cu zgură expandată se face prin transport pe calea ferată către poligoanele de panouri mari din Deva și Petroșani, iar cea cu cenușă de termocentrală prin transport auto (de la Mintia pentru Deva și de la Paroșeni pentru Petroșani), reducerea prețului de cost pentru m³ de beton din zgură expandată cu adaos de cenușă de termocentrală, față de cel al betonului din zgură expandată fără adaos de cenușă se prezintă în tabela 8.

Tabela 8

Reducerea prețului de cost	Marca betonului		
	B 100	B 150	B 200
lei/m³	—12	—18,5	—21,5

Se menționează că pentru Petroșani s-a avut în vedere, la nisipul de carieră sort 0—3, prețul de aprovizionare de la balastiera Săulești.

Utilizarea adaosului de cenușă de termocentrală la prepararea betonului din zgură expandată permite atît proiectanților, cît și executanților să reducă considerabil greutatea proprie a elementelor de construcție, la caracteristici fizico-mecanice îmbunătățite, și să reducă prețul de cost al betonului prin valorificarea unui deșeu industrial fără altă utilizare practică în prezent.

Scurta prezentare a rezultatelor experimentale determinate de autor dă posibilitatea factorilor interesați să valorifice cercetarea aplicativă la volumul important de construcții de locuințe și execuției să-și aducă aportul la progresul tehnic.

BIBLIOGRAFIE

[1] Mîrșu Ovidiu: *Betoane ușoare simple și armate.* Litografia Institutului Politehnic Timișoara, 1957.

[2] Mihail N.: *Tehnologia betoanelor ușoare.* Editura Tehnică, București, 1962

[3] Giurgiu Ioan: *Pereți glisați de beton cu zgură expandată.* Revista Construcții și materiale de construcții, nr. 2/1970

[4] * * *: *Instrucțiuni tehnice pentru utilizarea la betoane a agregatelor din zgură expandată* (C 53—69). M.C. Ind.-INCERC

[5] Wesche Karlhans: *Regulation for reinforced and prestressed lightweight aggregate concrete in various countries.* First International Congress of Lightweight Concrete, London, 1968, volume 1: Papers, pag. 225

[6] Gerwick C. Ben: *Effective utilization of prestressed lightweight concrete.* Proceedings of the First International Congress on Lightweight Concrete, London, 1968

[7] Otto Joachim: *Hugaschen als Betonkomponente.* Bau- und Bauindustrie nr. 2/1970

[8] Roesser Karl: *Leichtbeton in den V.S.A.* Betonstein-Zeitung, 5/1968 (RFG)

[9] Short Andrew: *Leichtbeton in Grossbritanien.* Betonstein-Zeitung, 5/1968 (RFG)

[10] Ionescu Ion: *Utilizarea betoanelor ușoare în construcții* (Sinteză documentară) CDCAS, 1969

[11] Warz K. și Wischens: *Konstructions Leichtbeton hoher Festigkeit.* Beton Verlag Gmbtt, Düsseldorf, 1966

[12] Wesche Karlhans: *Stoffliche Grundlagen zum Entwurf von Leichtbeton-Konstruktionen.* Beton und Stahlbetonbau, 11/1967 (Berlin)

NOI ASPECTE DE PROIECTARE A ELEMENTELOR DE BETON ARMATE CU PLASE SUDATE

Ing. **GAD CALMANOVICI**
ISART

În cele ce urmează se prezintă o serie de aspecte principale de proiectare a elementelor de beton armate cu plase sudate pe baza Instrucțiunilor tehnice P.59-70, precum și unele probleme care au apărut în etapa actuală, cu ocazia acțiunilor de definitivare a instrucțiunilor susmenționate și de pregătire a producției masive de plase sudate.

1. DETERMINAREA ARIEI SECȚIUNII NECESARE DE ARMĂTURĂ

Instrucțiunile tehnice P.59-70 pct. 5.1. arată că determinarea ariei secțiunii necesare de armătură și verificarea armăturii rezultate se face pe baza prescripțiilor în vigoare (Normativul P.58 — 70 sau STAS 8000 — 67), ținînd seama și de indicațiile speciale cuprinse în Instrucțiunile tehnice P.59 — 70 (referitoare la deschiderea fisurilor și la condițiile de limitare a săgeților).

Actualmente, pentru plasele sudate uzinate produse la USPS-Buzău s-a prevăzut utilizarea cu precădere a sîrmei trefilate mate STAS 438 — 67. După cum s-a arătat anterior, sîrma trefilată mată (S.T.M.) prevăzută a se utiliza în etapa actuală pentru plasele sudate uzinate are limite de curgere și rezistențe de calcul diferențiate pe trei grupe de diametre (3...4 mm; 4,5...5,6 mm; 6...10 mm). Se preconizează pentru viitor reducerea numărului de grupe de diametre la două sau eventual chiar la o singură grupă. Rezistențele de calcul diferențiate, care nu apar la alte calități de oțeluri, dau dificultăți la dimensionarea armăturii în sensul că la predimensionare se pornește de la un anumit diametru de sîrmă cu o anumită rezistență de calcul, și după stabilirea ariei secțiunii de armătură necesară cu ajutorul tabelei aferente rezistenței de calcul considerate, poate rezulta o plasă cu diametre ale barelor din altă categorie de rezistență, ceea ce ar face necesară refacerea calculului și utilizarea altei tabele. Pentru evitarea acestei situații care duce la consum de timp de proiectare, s-au alcătuit tabele în care, pe lîngă ariile efective ale secțiunilor de armătură pe metru, s-au dat și ariile echivalente în raportul rezistențelor de calcul, luînd ca bază sîrma trefilată mată Ø 6...10 mm cu rezistența de calcul de 2800 kg/cm². Astfel, au rezultat următorii coeficienți de echivalență:

$$\text{pentru } Ø\,3\ldots4 \text{ mm } \frac{3\,600}{2\,800} = 1{,}285$$

$$\text{pentru } Ø\,4{,}5\ldots5{,}6 \text{ mm } \frac{3\,200}{2\,800} = 1{,}14.$$

Utilizarea tabelelor în care se dau ariile secțiunilor echivalente pe metru ale plaselor a permis să se utilizeze o singură tabelă de calcul alcătuită pentru $R_a = 2800$ kgf/cm² (tabela 1).

Tabela 1

Extras din tabela pentru calculul secțiunilor dreptunghiulare armate cu plase sudate din STM (R_a = 2800 kg/cm²)

μ %	B 150, R_i = 80 kgf/cm²			B 200, R_i = 100 kgf/cm²			B 250, R_i = 120 kgf/cm²		
	r	ξ	B	r	ξ	B	r	ξ	B
0.04	0.953	0.982	1.10	0.952	0.986	1.10	0.953	0.982	1.10
0.06	0.778	0.982	1.65	0.777	0.986	1.66	0.778	0.982	1.65
0.08	0.674	0.982	2.20	0.673	0.986	2.21	0.674	0.982	2.20
0.10	0.603	0.982	2.75	0.602	0.986	2.76	0.603	0.982	2.75
0.12	0.551	0.979	3.29	0.550	0.983	3.30	0.550	0.982	3.30
0.14	0.511	0.975	3.82	0.510	0.980	3.84	0.510	0.982	3.85
0.15	0.494	0.974	4.09	0.493	0.979	4.11	0.492	0.982	4.13
0.16	0.479	0.972	4.35	0.478	0.978	4.38	0.477	0.981	4.40
0.18	0.453	0.968	4.88	0.451	0.975	4.91	0.450	0.979	4.93
0.20	0.430	0.965	5.40	0.429	0.972	5.44	0.428	0.977	5.47
0.25	0.386	0.956	6.69	0.385	0.965	6.75	0.384	0.971	6.80
0.30	0.354	0.947	7.96	0.352	0.958	8.05	0.351	0.965	8.11
0.35	0.330	0.939	9.20	0.328	0.951	9.32	0.326	0.959	9.40
0.40	0.310	0.930	10.42	0.308	0.944	10.57	0.306	0.953	10.68
0.45	0.293	0.921	11.61	0.291	0.937	11.81	0.289	0.947	11.94

Pentru determinarea ariei secțiunii necesare de armătură se intră în tabela cu valorile B sau r (preferabil B) calculate în mod obișnuit, respectiv, în cazul calculului după normativul P.58 — 70

$$B = \frac{c\,M}{b\,h_0^2} \text{ sau } r = \frac{h_0}{\sqrt{\frac{C\,M}{b}}}.$$

Pe baza valorii rezultate pentru B sau r se află procentul de armare echivalent (μ_{ech}) şi apoi — cu ajutorul său — aria secţiunii de armătură echivalentă necesară ($A_{a\,ech}$).

În cazul în care se utilizează plase din sortimentul preliminar preferenţial (S.P.P.), se găseşte direct din tabela 2 tipul de plasă, iar în cazul utilizării de plase speciale, însă cu distanţe egale între bare şi multiplu de 5 cm, se găseşte, de asemenea, în tabela 3, diametrul barelor şi distanţa dintre ele. În ambele cazuri se urmăreşte ca aria secţiunii echivalente de armătură aleasă să fie cît mai apropiată de cea necesară şi ca greutatea plaselor să fie minimă.

Alegerea directă a tipului de plase sudate pe baza ariei secţiunii echivalente de armătură cu ajutorul tabelelor 2 şi 3 se face în cazul în care nu se iau în considerare barele suplimentare din zona de înnădire. Cazul considerării în calcul a barelor suplimentare din zona de înnădire este tratat în paragraful care urmează.

Pentru anumite mărci de betoane şi grosimi de plăci întîlnite frecvent în practica proiectării, s-au elaborat tabele în care se dă direct tipul plaselor sudate pe baza momentului de calcul fără a mai fi necesare calculele menţionate în paragraful de faţă.

2. ÎNNĂDIREA PLASELOR SUDATE

Prescripţiile din ţara noastră (Instrucţiunile tehnice P.59 — 70) prevăd că înnădirea plaselor sudate din sîrmă trefilată mată netedă se realizează astfel :

— pe direcţia barelor de rezistenţă, prin petrecere pe un ochi + 5 cm între axele barelor perpendiculare extreme de rezistenţă sau repartiţie, dar nu mai puţin decît 40 d_t (d_t fiind diametrul barelor înnădite ale plaselor) (fig.1);

— pe direcţia barelor de repartiţie, prin petrecere pe 5...10 cm (în funcţie de diametrul barelor, măsurate între axele barelor de rezistenţă extreme) (fig. 2).

Pentru înnădirea plaselor pe direcţia barelor de rezistenţă se mai pun o serie de condiţii suplimentare (limitarea raportului diametrelor dintre armătura transversală şi longitudinală şi distanţa minimă dintre barele înnădite). Se recomandă, de asemenea, ca pe cît posibil înnădirile să se amplaseze în secţiuni în care momentul încovoietor nu depăşeşte 0,5 M max. sau barele înnădite nu sînt solicitate mai mult decît cu jumătate din solicitarea maximă pe care o pot prelua.

Înnădirea plaselor sudate pe direcţia barelor de rezistenţă prin petrecerea pe un ochi + 5 cm, sau valori foarte apropiate, este adoptată şi de prescripţiile americane [1], precum şi de cele sovietice [2]. În alte ţări se adoptă valori mai mari ale lungimii de petrecere. Astfel, în R.F. a Germaniei şi Austria înnădirea se face prin petrecere pe 3 ochiuri, ceea ce, în cazul plaselor cu lăţimea de 2,15 m (uzuale în R.F. a Germaniei) şi a distanţelor între barele longitudinale de 15 cm, duce la o suprapunere de 45 cm, respectiv cca 20% din lăţimea plaselor.

Pentru a se reduce consumul de oţel-beton datorit barelor suplimentare din zona de înnă-

Tabela 2

Sortimentul preliminar preferenţial pentru producţia pe prima linie de plase sudate uzinate

I. cu ochiuri dreptunghiulare

(partea 1)

Nr. curent	Indicativ	Dimensiunile ochiurilor (distanţa între bare) (cm)		Diametrul barelor (mm)		Aria secţiunii barelor (cm²/m)				Greutatea plasei pe 1m² (kg/m²)
		Long. (l_e)	Transv. (l_t)	Long. d_l	Transv. d_t	Longitudinale		Transversale		
						real	echivalent	real	echivalent	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	D3 — 20*	20	25	3,0	3,0	0,35	0,45	0,28	0,36	0,54
2	D3 — 15*	15		3,0	3,0	0,47	0,61	0,28	0,36	0,64
3	D4 — 20	20		4,0	3,0	0,63	0,81	0,28	0,36	0,77
4	D3,55 — 15*	15		3,55	3,0	0,66	0,85	0,28	0,36	0,81
5	D4,5 — 20	20		4,5	3,0	0,80	0,91	0,28	0,36	0,92
.....										.....
19	D9 — 15	15	25	9,0	5,0	4,24	4,24	0,78	0,89	4,34
20	D8 — 10	10		8,0	4,5	5,03	5,03	0,64	0,73	4,68
21	D9 — 10	10		9,0	5,0	6,36	6,36	0,78	0,89	5,90

dire, pe care prescripţiile din majoritatea ţărilor nu le iau în calcul, s-a mers pe trei căi :

a) Reducerea la minimum a lungimii de petrecere în zona înnădirii (cazul prescripţiilor din S.U.A. şi U.R.S.S.) ;

b) Reducerea ariei secţiunii barelor marginale ale plaselor din zona de înnădire.

În cazurile frecvente ale plăcilor de planşeu armate pe două direcţii, în R.F. a Germaniei se prevăd plase cu barele longitudinale dublate în zona centrală şi simple în zonele marginale, în aşa fel încît prin suprapunere se realizează aceeaşi secţiune de armătură pe toată lăţimea plăcii. Sistemul denumit „*Randsparmatten*" (plase cu economii la margine) formează obiectul unui patent şi prezintă avantajul că limitează consumul suplimentar din zonele de înnădire numai la barele transversale ale plaselor, care sînt, în general, de secţiune mai redusă decît cele longitudinale (fig. 3).

c) Luarea în considerare, în calculul ariei secţiunii armării longitudinale, a barelor suplimentare dublate din zona de înnădire*.

Acest sistem, aplicat de cca 20 de ani în Austria şi justificat teoretic de prof. dr. L. Föppl şi docent dr. G. Sonntag, de la şcoala tehnică superioară din München, şi de prof. dr. ing. E. Friedrich, inginer consultant din

* Se consideră că barele longitudinale sînt paralele cu latura scurtă a plaselor şi nu se înnădesc. Barele transversale, paralele cu latura lungă a plăcii, se înnădesc prin petrecere.

II. Cu ochiuri pătrate

Tabela 2
(partea 2)

Nr. curent	Indicativ	Dimensiunile ochiurilor (distanţa între bare) (cm)		Diametrul barelor (mm)		Aria secţiunii barelor (cm²/m)				Greutatea plasei pe 1m² (kg/m²)
						Longitudinale (A_{al})		Transversale (A_{at})		
		Long. (l_l)	Transv. (l_t)	Long. (d_l)	Transv. (d_t)	real	echivalent	real	echivalent	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	P3—20/a *	20	20	3	3	0,35	0,45	0,35	0,45	0,59
2	P3—15/a*	15	15	3	3	0,47	0,61	0,47	0,61	0,79
3	P4—20/a	20	20	4	4	0,63	0,81	0,63	0,81	1,08
4	P4—20/b*				3,55			0,49	0,63	0,95
5	P 3,55—15/a*	15	15	3,55	3,55	0,66	0,85	0,66	0,85	1,12
6	P3 — 10*	10	10	3	3	0,71	0,91	0,71	0,91	1,15
7	P4,5—20/a	20	20	4,5	4,5	0,80	0,91	0,80	0,91	1,34
8	P4,5—20/b*				3,55			0,49	0,63	1,09
9	P4—15/a	15	15	4	4	0,84	1,07	0,84	1,07	1,42
10	P4 — 15/b*				3,55			0,66	0,85	1,27
⋮										⋮
62	P7,1—10/a	10	10	7,1	7,1	3,96	3,96	3,96	3,96	6,50
63	P7,1—10/b				5,6			2,46	2,80	5,28
64	P7,1—10/c				5			1,96	2,24	4,87
65	P7,1—10/d				4			1,26	1,62	4,29
66	P9 —15/a	15	15	9	9	4,24	4,24	4,24	4,24	7,14
67	P9 —15/b				7,1			2,64	2,64	5,84
68	P9 —15/c				5,6			1,64	1,87	5,03
69	P9 —15/d				5			1,31	1,49	4,75
70	P10 —15/a	15	15	10	10	5,24	5,24	5,24	5,24	8,83
71	P10 —15/b				8			3,35	3,35	7,29
72	P10 —15/c				7,1			2,64	2,64	6,71
73	P10 —15/d				5,6			1,64	1,87	5,90

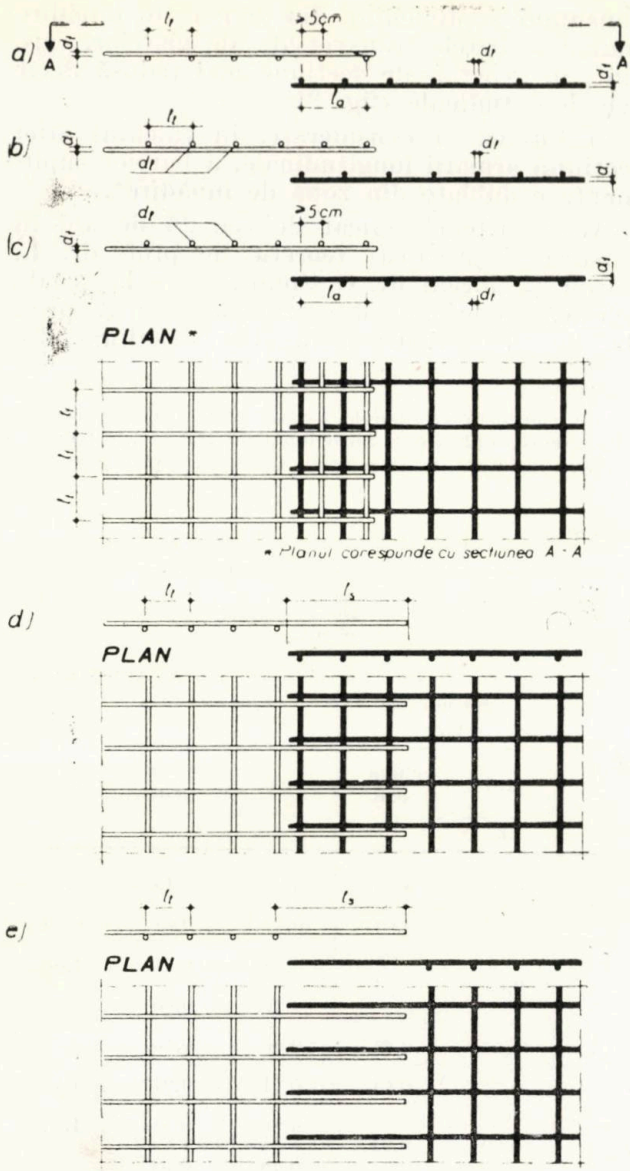


Fig. 1 – Înnădirea plaselor sudate pe direcția barelor de rezistență conf. P.59 – 70.

Notă. Atît barele longitudinale, cît și cele transversale sînt de rezistență. Figura este valabilă și cînd d_l devine d_t și vice – versa

Graz, duce, ca și sistemul din R.F.G. descris anterior, la eliminarea supraconsumului de oțel-beton din barele longitudinale din zona de înnădire. Sistemul prezintă în plus avantajul că, datorită considerării în calcul a barelor suplimentare longitudinale din zona de înnădire, această zonă nu mai trebuie limitată la o dimensiune minimă și deci face posibilă utilizarea de plase de lățime unică, necondiționată de dimensiunile plăcii la care se folosesc. La sistemele descrise anterior, lățimea obligată a zonei de înnădire făcea necesară utilizarea unui număr mare de lățimi de plase pentru a se încadra cu pierderi minime în toate dimensiunile posibile ale plăcilor. Utilizarea unui număr mare de lățimi de plase este mai puțin avantajoasă sub aspect tehnologic, ea ducînd la creșterea numărului de tipuri de plase și la folosirea parțială a capacității de producție a mașinilor de sudat datorită utilizării incomplete a lățimii lor. Astfel, în Austria se utilizează plase sudate uzinate cu o lățime unică de 2,4 m, în timp ce în R.F.G. se prevăd pentru plasele „de pe listă" (*Listenmatten*) 9 lățimi de plase în intervalul 1,85 ... 2,45 m (1,85; 1,95; 2,00; 2,05; 2,15; 2,25; 2,30; 2,35; 2,45 m);

Noua redactare a Instrucțiunilor tehnice P. 59—70 din țara noastră admite luarea în considerare a barelor suplimentare din zona de înnădire în modul următor:

a. La plăcile armate pe două direcții, cu raportul dintre latura lungă (l_2) și cea scurtă (l_1) pînă la 1,5, se admite luarea în considerare a barelor longitudinale suplimentare din zonele de înnădire, indiferent de distanța dintre înnădiri, singura condiție fiind ca acestea să fie amplasate simetric față de centrul plăcii.

b. La plăcile armate cruciș, cu raportul $2 \geqslant l_2 : l_1 > 1{,}5$, și la plăcile armate pe o direcție se pune condiția ca distanța dintre zonele de înnădire (măsurată de la marginea acestora) să nu depășească 2/3 din deschiderea mică a plăcii. În cazul plăcilor cu o singură înnădire a plaselor în zona centrală sau în cazul înnădirilor marginale, zona de influență a barelor longitudinale suplimentare din înnădire se consideră repartizată pe 1/3 din deschiderea plăcii și se permite considerarea în calcul a acestor bare suplimentare în cazul cînd zona de influență ajunge pînă la marginea plăcii, în cazul plăcilor armate pe o direcție, sau pînă la zona marginală de armare redusă, la plăcile armate pe două direcții (fig. 4).

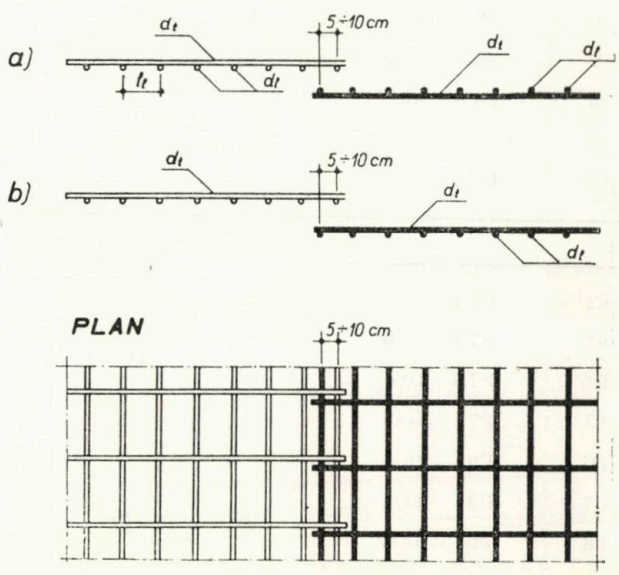


Fig. 2 – Înnădirea plaselor sudate pe direcția barelor de repartiție conf. P. 59 – 70

a – Îmbinare prin suprapunere, cu așezarea barelor de rezistență în același plan

b – Îmbinare prin suprapunere, cu așezarea barelor de rezistență în planuri diferite

Notă. Barele d_l sînt de rezistență, iar barele d_t de repartiție

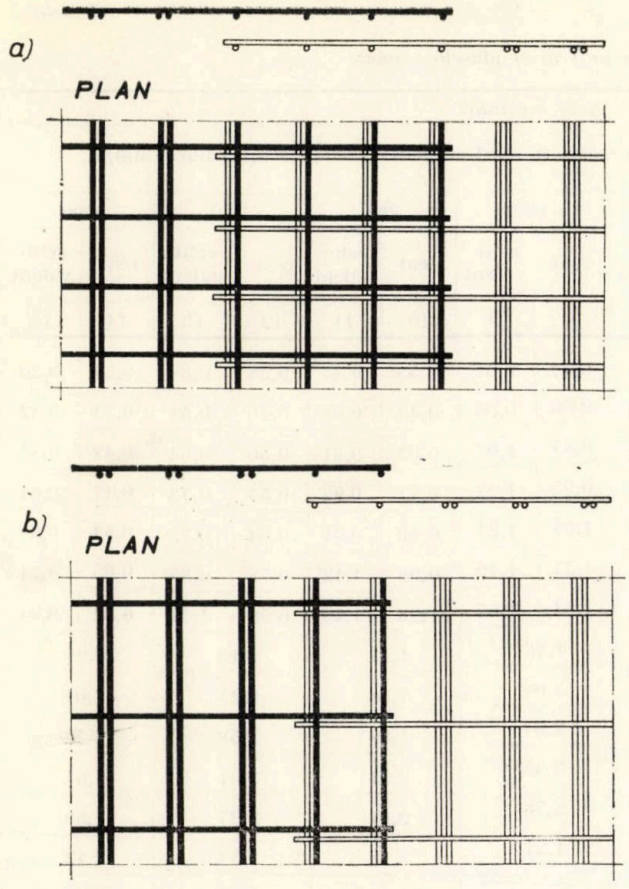


Fig.3 – Înnădirea plaselor sudate în R.F.G. cu sistemul de „economie la margini"
a – pe direcţia barelor de rezistenţă
b – pe direcţia barelor de repartiţie

Particularizînd problema înnădirii plaselor sudate la prescripţiile de proiectare şi sortimentul preferenţial de plase sudate uzinate propus în ţara noastră şi descris într-un articol anterior*, rezultă următoarele :

a) Lungimea minimă a înnădirilor, măsurată între axele barelor extreme, pentru plase alcătuite din bare cu dimensiuni între 3 ... 10 mm şi aşezate la distanţe de 10 ... 20 cm, variază între 15 ...40 cm.

b) În cazul plaselor din sortimentul preliminar preferenţial, cu lăţimea de 2,60 m între axele barelor longitudinale extreme, neluarea în considerare a barelor suplimentare din înnădiri duce la un supraconsum de oţel de cca 6 ... 15% din greutatea plaselor, în cazul înnădirii de lungime minimă, şi la valori mai mari cînd lungimea înnădirii creşte. Prin luarea în considerare în calcul a barelor suplimentare din înnădiri, supraconsumul de oţel se reduce cu 50 ... 76%, respectiv nu mai reprezintă decît cca 1,5 ...7,5% din greutatea plaselor.

* Ing. G. Calmanovici : *Plase sudate uzinate pentru beton armat. Noi aspecte de producţie şi utilizare în construcţii.* „Construcţii" nr. 12, 1971.

Exprimat astfel, în locul unei înnădiri de lungime minimă la care nu se iau în considerare barele suplimentare longitudinale ale plaselor, se poate prevedea o înnădire cu lungimea de cca 2 ... 4 ori mai mare, la care supraconsumul de oţel nu depăşeşte pe cel al înnădirii minime.

Pentru simplificarea alegerii tipului de plase sudate, cu luarea în considerare a barelor suplimentare din zonele de înnădire, a fost elaborată o tabelă în care, pornind de la aria secţiunii echivalente de armătură necesară, rezultă diametrul barelor, distanţa dintre ele şi aria secţiunii reale de armătură în funcţie de raportul dintre lungimea înnădirilor şi lăţimea plasei (tabela 4).

3. REDUCEREA ARIEI SECŢIUNII DE ARMĂTURĂ ÎN FÎŞIILE MARGINALE ALE PLĂCILOR ARMATE CRUCIŞ

Prescripţiile şi indicaţiile de proiectare din diferite ţări permit reducerea cu 50% a ariei secţiunii de armătură la fîşiile marginale ale

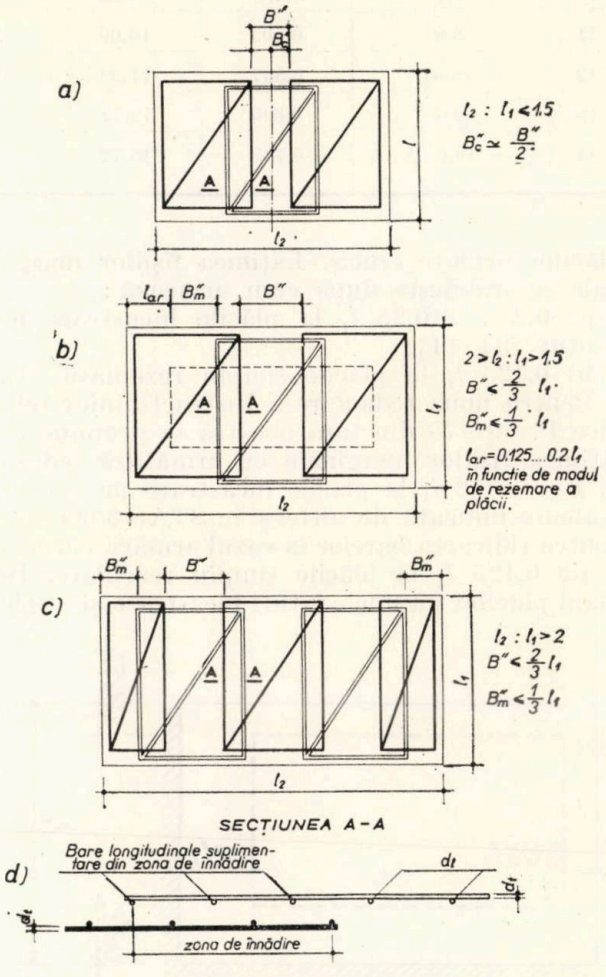


Fig. 4 – Condiţii pentru luarea în considerare a barelor suplimentare din zonele de înnădire conf. P.59 – 70
a, b – pentru plăci armate cruciş
c – pentru plăci armate pe o direcţie

Tabela 3

Tabelă de calcul al ariilor secţiunilor pe 1 m al plaselor sudate

Nr. crt.	Diametrul mm	Aria secţiunii: Unei bare (cm²) real	Unei bare (cm²) echivalent	Barelor dintr-o direcţie în cm²/m pentru distanţa între bare (mm): 50 real	50 echivalent	100 real	100 echivalent	150 real	150 echivalent	200 real	200 echivalent	250 real	250 echivalent	300 real	300 echivalent
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	3,0	0,071	0,091	1,42	1,82	0,71	0,91	0,47	0,61	0,35	0,45	0,28	0,36	0,24	0,30
2	3,55	0,099	0,127	1,98	2,54	0,99	1,27	0,66	0,85	0,49	0,63	0,40	0,51	0,33	0,42
3	4,0	0,126	0,162	2,52	3,24	1,26	1,62	0,84	1,07	0,63	0,81	0,50	0,64	0,42	0,54
4	(4,25)	0,142	0,183	2,84	3,66	1,42	1,83	0,95	1,22	0,71	0,92	0,57	0,73	0,47	0,61
5	4,5	0,159	0,182	3,18	3,63	1,59	1,82	1,06	1,21	0,80	0,91	0,64	0,73	0,53	0,60
6	5,0	0,196	0,224	3,93	4,49	1,96	2,24	1,31	1,49	0,98	1,12	0,78	0,89	0,65	0,74
7	5,6	0,246	0,281	4,92	5,61	2,46	2,81	1,64	1,87	1,23	1,40	0,98	1,12	0,82	0,94
8	6,0	0,283		5,66		2,83		1,88		1,41		1,13		0,94	
9	(6,3)	0,312		6,24		3,12		2,08		1,56		1,25		1,04	
10	7,1	0,396		7,92		3,96		2,64		1,98		1,58		1,32	
11	8,0	0,503		10,06		5,03		3,35		2,51		2,01		1,67	
12	(8,5)	0,567		11,34		5,67		3,78		2,84		2,27		1,89	
13	9,0	0,636		12,72		6,36		4,24		3,18		2,54		2,12	
14	10,0	0,785		15,72		7,85		5,24		3,92		3,14		2,62	

plăcilor armate cruciş. Lăţimea fişiilor marginale se stabileşte după cum urmează:

a) 0,2 ... 0,25 l_1 la plăcile încastrate pe contur [3], [4];

b) 0,125 l_1 la plăcile simplu rezemate [3].

Pentru noua redactare a Instrucţiunilor tehnice P. 59—70 din ţara noastră se propune ca lăţimea fişiilor marginale cu armătură redusă să fie de 0,2 l_1 la plăcile încastrate pe contur (valoare indicată de altfel şi în STAS 3599—52 pentru ridicarea barelor în cazul armării clasice) şi de 0,125 l_1 la plăcile simplu rezemate. În cazul plăcilor cu unele laturi încastrate şi altele simplu rezemate, lăţimea fişiei marginale redusă depinde de modul de rezemare a laturii respective (0,2 l_1 pentru laturile încastrate şi 0,125 l_1 pentru laturile simplu rezemate) (fig. 5).

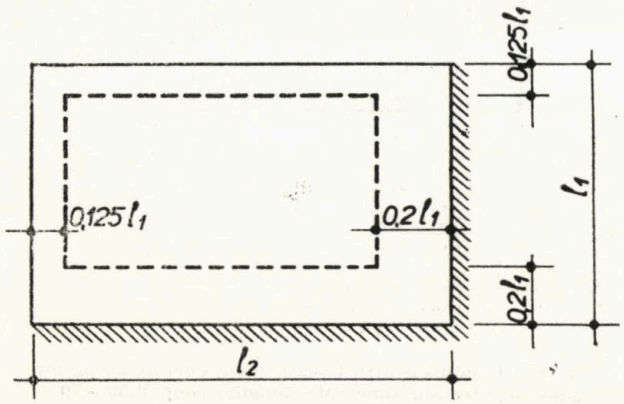


Fig. 5 — Determinarea lăţimii fişiilor marginale în care se permite reducerea secţiunii de armătură la plăci armate cruciş

Aceleaşi valori sînt date şi în indicaţiile de proiectare din R. F. a Germaniei [3].

Reducerea ariei secţiunii de armătură în fişiile marginale se realizează prin prevederea unei plase suplimentare în zona centrală a plăcii avînd o arie a secţiunii de armătură de cca 50% din cea totală necesară, astfel că fişiile marginale sînt armate cu plase pe un rînd iar zona centrală cu două rînduri de plase.

Asupra modului de stabilire a dimensiunilor în plan a plaselor din zona centrală se înregistrează, de asemenea, diferenţe între indicaţiile de proiectare din diferite ţări. Astfel, în Austria se permite oprirea plaselor din zona centrală chiar la marginea fişiilor cu armare redusă, respectiv se consideră că plasele sudate nu necesită ancorări suplimentare dincolo de punctul unde nu mai sînt necesare din calcul.

În R.F.G. se prevede [5] ca ultima bară transversală a plaselor centrale să fie ancorată în fişiile marginale pe o lungime de cel puţin 1,5 h_0 dar nu mai puţin decît $h_0 + 10$ cm (h_0 fiind înălţimea utilă a secţiunii). În S.U.A. se consideră că barele longitudinale netede ale plaselor sudate pot transmite un efort egal cu limita de curgere a materialului dacă ancorarea se

realizează prin prevederea a două bare transversale dincolo de secțiunea critică. Prevederea unei singure bare transversale la minimum 5 cm dincolo de secțiunea critică se consideră capabilă a transmite jumătate din efortul corespunzător limitei de curgere [6].

Pentru noua redactare a Instrucțiunilor tehnice P. 59—70 se propune ca pe lungimea de ancorare a plaselor din zona centrală, respectiv pe porțiunea unde acestea pătrund în fîșiile marginale, să se prevadă cel puțin cîte două bare transversale sudate de fiecare bară longitudinală. Fac excepție plasele din zonele centrale ale plăcilor calculate în ipoteza simplei rezemări însă prevăzute cu armături de continuitate cu o secțiune de minimum 1 cm²/m la care se admite ca ultima bară a plaselor să se găsească chiar la limita fîșiei marginale cu lățimea de 0,125 l_1.

Se menționează că actualele prescripții de proiectare a plăcilor din țara noastră (STAS 3599—52) nu prevăd situația reducerii ariei secțiunii de armătură în fîșiile marginale adiacente laturilor cu simplă rezemare. Prevederea acestui caz în Instrucțiunile tehnice P. 59—70 duce la economii de armătură care pot ajunge pînă la cca 15—20% și care se pot valorifica în special la planșeele din panouri mari prefabricate.

În problema oportunității armăturii cu plase pe două rînduri pot apare trei cazuri distincte :

Cazul I : Se poate considera că armarea cu plase pe două rînduri nu este avantajoasă la valori foarte mici ale momentelor pe direcția

Tabela 4

Aria secțiunii de armătură pe 1 m a plaselor sudate, cu considerarea barelor suplimentare de la înnădiri

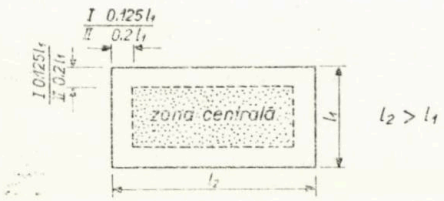
Nr. crt.	Ø (mm)	Distanța între bare (cm)	Aria secțiunii pe m a plaselor fără considerarea suprapunerii (cm²)		Aria secțiunii pe m (în cm²) a plaselor pentru raportul procentual dintre zonele de înnădire și lățimea totală a plaselor de:											
					5%		10%		15%		20%				60%	
			Real	Echiv	Real	Echiv	Real	Echiv	Real	Echiv	Real	Echiv			Real	Echiv
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12			27	28
1	3	20	0,35	0,45	0,37	0,47	0,38	0,49	0,40	0,52	0,42	0,54			0,56	0,72
2	3	15	0,47	0,61	0,49	0,64	0,52	0,67	0,54	0,70	0,56	0,73			0,75	0,98
3	4	20	0,63	0,81	0,66	0,85	0,69	0,89	0,72	0,93	0,76	0,97			1,01	1,30
4	3,55	15	0,66	0,85	0,69	0,89	0,73	0,93	0,76	0,98	0,79	1,02			1,06	1,36
5	3	10	0,71	0,91	0,75	0,96	0,78	1,00	0,82	1,05	0,85	1,09			1,14	1,46
6	4,5	20	0,80	0,91	0,84	0,96	0,88	1,00	0,92	1,05	0,96	1,09			1,28	1,46
7	4	15	0,84	1,07	0,88	1,13	0,92	1,18	0,97	1,23	1,01	1,28			1,34	1,71
8	5	20	0,98	1,12	1,03	1,18	1,08	1,23	1,13	1,29	1,18	1,34			1,57	1,79
9	4,5	15	1,06	1,21	1,11	1,27	1,17	1,33	1,22	1,39	1,27	1,45			1,70	1,94
10	3,55	10	0,99	1,27	1,04	1,39	1,09	1,40	1,14	1,46	1,19	1,52			1,58	2,03
11	5,6	20	1,23	1,40	1,29	1,47	1,35	1,54	1,41	1,61	1,48	1,68			1,97	2,24
12	5	15	1,31	1,49	1,37	1,56	1,44	1,64	1,51	1,71	1,57	1,79			2,10	2,38
13	4	10	1,26	1,62	1,32	1,70	1,39	1,78	1,45	1,86	1,51	1,94			2,02	2,59
14	4,5	10	1,59	1,82	1,67	1,91	1,75	2,00	1,83	2,09	1,91	2,18			2,54	2,91
15	5,6	15	1,64	1,87	1,72	1,96	1,80	2,15	1,89	2,06	1,97	2,24			2,62	2,99
16	7,1	20	1,98	1,98	2,08	2,08	2,18	2,18	2,28	2,28	2,38	2,38			3,17	3,17
17	5	10	1,96	2,24	2,06	2,35	2,16	2,46	2,25	2,58	2,35	2,69			3,14	3,58
18	8	20	2,51	2,51	2,64	2,64	2,76	2,76	2,89	2,89	3,01	3,01			4,02	4,02
19	5,6	10	2,46	2,81	2,58	2,95	2,71	3,23	2,83	3,09	2,95	3,37			3,94	4,50
20	9	20	3,18	3,18	3,34	3,34	3,50	3,50	3,66	3,66	3,82	3,82			5,09	5,09
21	8	15	3,35	3,35	3,52	3,52	3,69	3,69	3,85	3,85	4,02	4,02			5,36	5,36
22	7,1	10	3,96	3,96	4,16	4,16	4,36	4,36	4,55	4,55	4,75	4,75			6,34	6,34
23	9	15	4,24	4,24	4,45	4,45	4,66	4,66	4,88	4,88	5,09	5,09			6,78	6,78
24	8	10	5,03	5,03	5,28	5,28	5,53	5,53	5,78	5,78	6,04	6,04			8,05	8,05
25	10	15	5,24	5,24	5,50	5,50	5,76	5,76	6,03	6,03	6,29	6,29			8,38	8,38
26	9	10	6,36	6,36	6,68	6,68	7,00	7,00	7,31	7,31	7,63	7,63			10,18	10,18

2 (latura lungă), care pot fi preluate de armătura minimă posibilă a sortimentului, aşezată pe un singur rînd, ţinînd seama şi de procentul minim de armare.

Cazul 2 : Nu se poate stabili direct dacă armarea cu plase pe două rînduri este avantajoasă ; în acest caz, la proiectarea elementelor de mare repetitivitate este indicat a se efectua calcule tehnico-economice sumare în care să se ia în considerare consumul de oţel şi eventual şi preţul plaselor în cele două soluţii (armarea pe un rînd cu plase din bare mai groase sau armarea pe două rînduri de plase din bare mai subţiri). Pentru calculul consumului de oţel, în cazul armării pe două rînduri, pentru anumite situaţii întîlnite frecvent în practică, s-au întocmit tabele din care rezultă suprafaţa zonei centrale, de unde se poate deduce suprafaţa plaselor de pe rîndul doi în funcţie de condiţiile de ancorare a acestora (tabela 5).

Tabela 5

Tabelă pentru determinarea suprafeţei zonei centrale în cazul armării pe două rînduri a plăcilor armate cruciş



I PLACI SIMPLU REZEMATE PE TOATE LATURILE $K_{zc} = \frac{S_{zc}}{S} = \frac{0,75(\lambda - 0,25)}{\lambda}$

II PLACI ÎNCASTRATE PE TOATE LATURILE $K_{zc} = \frac{S_{zc}}{S} = \frac{0,6(\lambda - 0,4)}{\lambda}$

Cazul	K_{zc} pentru $\lambda = l_2 : l_1$										
	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
I	0,56	0,58	0,595	0,605	0,615	0,625	0,63	0,64	0,645	0,65	0,66
II	0,36	0,38	0,40	0,415	0,43	0,44	0,45	0,46	0,465	0,475	0,48

Notă. 1. În tabelă se indică raportul dintre suprafaţa zonei centrale şi suprafaţa totală a plăcii. Pentru determinarea dimensiunilor plaselor din zona respectivă se va ţine seama de condiţiile de ancorare a plaselor dincolo de punctul în care se consideră că ele nu mai sînt necesare din calcul.

2. Pentru cazul unor laturi încastrate şi altele simplu rezemate se va face calculul în funcţie de datele concrete. Valorile vor fi cuprinse între limitele celor date în tabela 5.

Cazul 3 : Se poate considera direct că armarea cu plase pe două rînduri este avantajoasă la valori mai ridicate ale momentelor pe direcţia 2, care pot fi preluate de armătura cu aria secţiunii mai mare decît dublul armării minime posibile aşezate pe un singur rînd, ţinînd seama şi de procentul minim de armare.

4. PROCENTUL MINIM DE ARMARE

Prescripţiile de proiectare STAS 8000—67 şi P. 58—70 în vigoare în ţara noastră reglementează valorile procentelor minime de armare în funcţie de marca betonului, fără a ţine însă seama de rezistenţa oţelului. Valorile indicate sînt următoarele :

Marca betonului	B.100...200	B.250...400	B.500—600
Procent minim	0,10	0,15	0,20

Prescripţiile din alte ţări diferenţiază valorile procentului minim de armare, atît în funcţie de marca betonului, cît şi de rezistenţa oţelului. Astfel, standardul austriac ÖNORM B 4200 indică următoarele valori ale procentelor minime de armare :

Marca betonului	Oţel grupa		
	O 0,1 I	II şi III	IV* şi V
B 160	0,12	0,10	—
B 225	0,17	0,14	0,10
B 300	0,23	0,19	0,14
B 400	—	0,25	0,18

* Utilizat la plase sudate

Recomandările de standardizare CAER RS 119—64 indică, de asemenea, reducerea procentului minim de armare proporţional cu creşterea rezistenţei de calcul a oţelului utilizat [7].

Procentul minim de armare (μ_{min}) se determină din condiţia ca elementul să se comporte ca beton armat şi nu ca beton simplu, respectiv ca ruperea elementului prin curgerea armăturii să nu se producă concomitent cu apariţia primei fisuri.

Ţinînd seama de cele arătate mai sus, în noua redactare a Instrucţiunilor tehnice P. 59—70 se propune coborîrea valorii procentului minim de armare, deocamdată numai pentru beton B. 250 armat cu plase sudate din STM de la 0,15 la 0,10%.

5. REDACTAREA PROIECTELOR ELEMENTELOR ARMATE CU PLASE SUDATE UZINATE

Redactarea proiectelor elementelor armate cu plase sudate uzinate prezintă o serie de particularităţi faţă de cele armate clasic. Dintre aceste particularităţi se menţionează următoarele :

— Plasele sudate se figurează prin dreptunghiuri tăiate de o diagonală. La intersecţia diagonalei cu marginile plasei se figurează o săgeată care indică direcţia barelor longitudinale ale plasei (fig. 8);

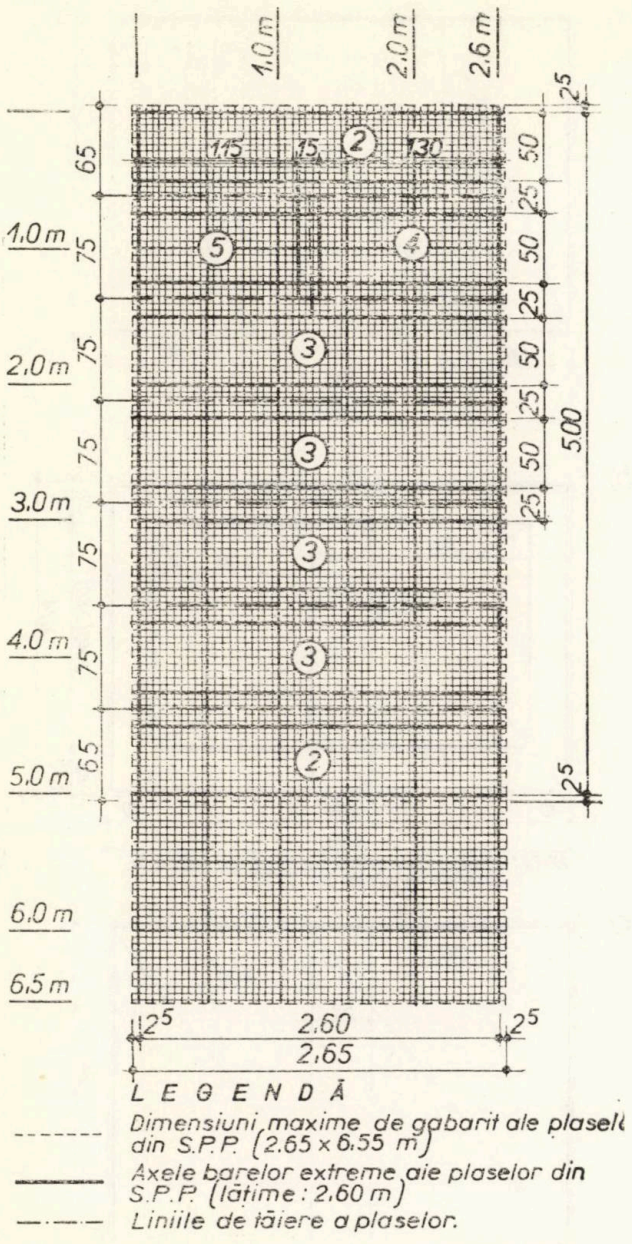


Fig. 6 – Exemplu de plan de tăiere a plaselor sudate

– se fac planuri separate pentru armarea inferioară, care preia momentele pozitive din cîmp, și armarea superioară pentru preluarea momentelor negative de pe reazeme;

– în extrasele de plase se dau atît dimensiunile inițiale ale plaselor, așa cum se comandă la fabrică, cît și dimensiunile finale, așa cum se pun în operă după eventuale tăieri pe șantier.

În extras se specifică și plasele din care eventual se taie anumite bucăți și poziția la care acestea se utilizează. Pentru a facilita proiectarea tăierii, s-au elaborat caroiaje-șablon pe care se figurează dimensiunile inițiale ale plaselor și cele rezultate după tăiere. Toate dimensiunile în plan ale plaselor se dau între axele barelor extreme însă se indică în extras și în planurile de tăiere depășirea capetelor barelor de pe o direcție peste axul barei marginale de pe direcția perpendiculară. În fig. 6 se dă un exemplu de plan de tăiere.

La cazul așezării pe două rînduri, se dau și secțiuni în care se figurează schematic poziția barelor longitudinale și transversale ale plaselor de pe cele două rînduri.

Pentru plasele din sortimentul preliminar preferențial, în extrase și pe planurile de armare se dă numai indicativul plasei. Pentru plasele de comandă specială, cu distanțe variabile între bare sau alte particularități care nu pot fi definite în cadrul extrasului, se dau desene de execuție.

6. EXEMPLU DE CALCUL

6.1. Datele inițiale

Panou de planșeu prefabricat cu dimensiunile în plan de 3,21 × 4,65 m. Grosimea plăcii : 10 cm. Beton : B. 250. Armarea cu plase sudate

Tabela 6

Comparație preliminară între soluțiile de armare

Nr. crt.	Categoria de plase	Felul armării		Tipul de plasă ales	Aria secțiunii efective de armătură (cm²/m)		Greutatea aproximativă a plaselor	
					Echivalentă	Reală	kgf	%
1	din S.P.P.	pe un rînd (fig. 7. *c*)		P5,6–10/4,5–10	3,10/1,82	2,72/1,59	53,5	100
		pe două rînd. (fig. 7. *b*)	rîndul infer.	P5,6–15/3,55–15	3,14/1,92	2,65/1,55	42,7	80
			rîndul super.	P4–15/4–15				
2	Plase speciale	pe un rînd (fig. 7.*c*)		85,6–10/4–10	3,10/1,62	2,72/1,26(1)	49,0	91,5
		pe două rînd. (fig. 7*b*)	rîndul infer.	P5,6–15/3,55–15	3,14/1,70	2,65/1,32(1)	41,4	77,5
			rîndul super.	S 3,55–15/4–15				

NOTĂ: (1) Armare corespunzătoare procentului minim de armare

Extras de plase sudate. *Tabela 7*

Indicativ proiect Exemplu de calcul. Obiectul : Bloc de locuinţe P+4						Elementul : Panou de planşeu P_2 —Pr. I.S.A.R.T. nr. 1673									Planşa
Poziţia	Resturile de la poziţia	Tipul	Depăşirea capetelor barelor (cm)		Număr de bucăţi	Elemente pentru comandă									Resturile se utilizează la poz.
			Long.	Transv.		Tipul	Depăşirea capetelor barelor (cm) Long.	Depăşirea capetelor barelor (cm) Transv.	Suprafaţa plasei (m^2)	Greutatea unitară a plasei (kg) pe m^2	Greutatea unitară a plasei (kg) pe buc.	Număr de bucăţi	Greutatea totală (kg)	Nr. poz. în extras Recapit.	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
1		S $\frac{5,6-15/3,55-15}{3,15\times2,60}$	7,5	2,5+ +7,5	2	S $\frac{5,6-15/3,55-15}{3,15\times2,60}$	7,5	2,5+ +7,5	9,42 8,92	1,28 0,52	12,02 4,63 } 16,65	2	33,30	—	—
2		P $\frac{4-15/a}{3,90}$	2,5	2,5	1	P $\frac{4-15/a}{3,90}$	2,5	2,5	10,15	1,42	14,40	1	14,40	—	—
		TOTAL											47,70		

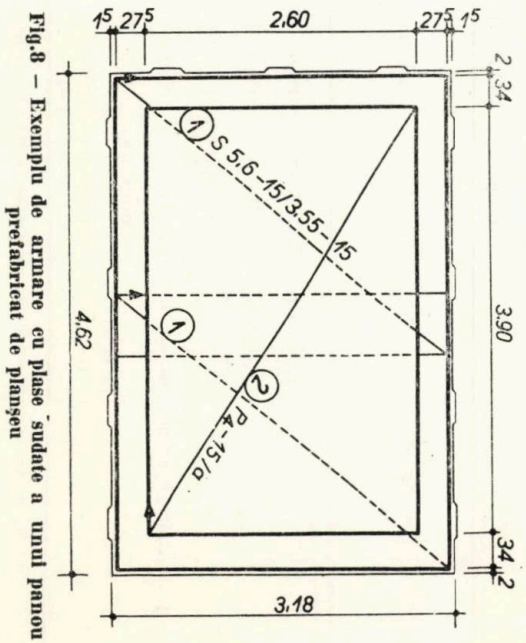


Fig. 8 – Exemplu de armare cu plase sudate a unui panou prefabricat de planşeu

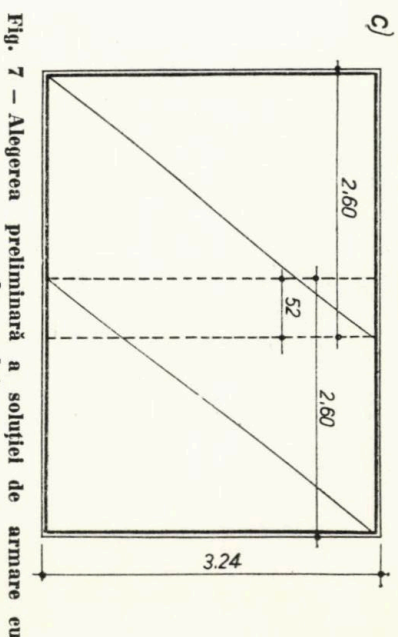
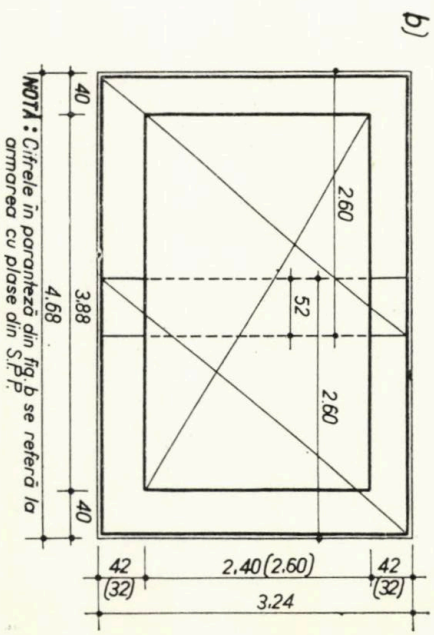
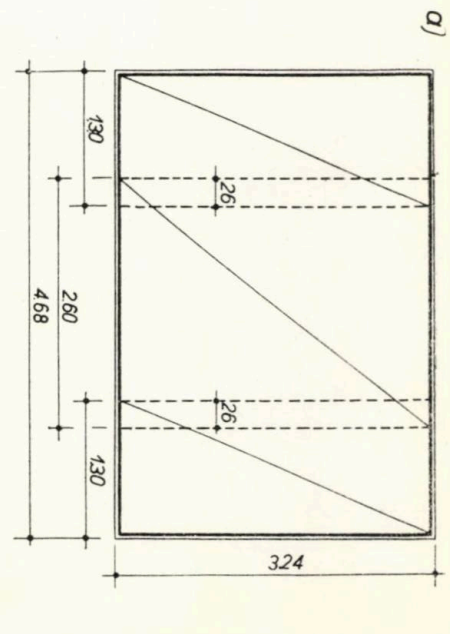


Fig. 7 – Alegerea preliminară a soluţiei de armare cu plase sudate





uzinate din STM STAS 438 – 67. Sarcina totală (permanentă + utilă): 735 kgf/m. Deschiderile de calcul determinate conform STAS 3599–52.

$$l_1 = 3{,}24 \text{ m}; \; l_2 = 4{,}68 \text{ m}.$$

Momentele de calcul determinate conform STAS 3599–52 pentru simplă rezemare pe toate patru laturi:

$$M_1 = 538 \text{ kgf/m}; \; M_2 = 259 \text{ kgf/m}.$$

Calculul se face prin metoda la rupere, conform normativului P. 58–70. Coeficientul solicitării $C_{min}=1{,}3$. Se prevăd măsuri constructive de continuitate pe reazeme.

6.2. Determinarea ariei secțiunii de armătură

Se presupune inițial că va rezulta o armare pe două rînduri din plase cu bare Ø 4 mm.

$$h_{01} = h_{02} = h_0 = 10 - \left(1{,}0 + 0{,}4 + \frac{0{,}4}{2}\right) = 8{,}4 \text{ cm}.$$

Armarea pe direcția 1.

$$B = \frac{cM_1}{bh_0^2} = \frac{1{,}3 \times 53.800}{100 \times 8{,}4^2} = 9{,}90.$$

Din tabela 1 se găsește prin interpolare:

$$\mu_{ech} = 0{,}37\,\%$$

$$A_{a ech} = \mu_{ech} \frac{b\,h_0}{100} = 0{,}37 \times$$

$$\times \frac{100 \times 8{,}4}{100} = 3{,}10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armarea pe direcția 2.

$$B = \frac{cM_2}{b\,h_0^2} = \frac{1{,}3 \times 25{,}900}{100 \times 8{,}4^2} = 4{,}77.$$

$$\mu_{ech} = 0{,}17\,\% \; A_{a2 ech} = \mu_{ech} \cdot b \cdot h_0 =$$

$$= 0{,}17 \times \frac{100 \times 8{,}4}{100} = 1{,}43 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

6.3. Alegerea preliminară a soluției de armare cu plase sudate

a. Verificarea posibilității de luare în considerare a barelor suplimentare din zona de înnădire

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{4{,}68}{3{,}24} = 1{,}45 < 1{,}5.$$

Conform P. 59–70 se permite luarea în considerare a barelor suplimentare.

– Lățimea preliminară a zonelor de înnădire (cf. fig. 7): 52 cm

– Raportul procentual al zonelor de înnădire față de lățimea totală a plăcii.:

$$\frac{52}{408} \times 100 = 11\,\%.$$

b. Alegerea între plase din S.P.P. și plase speciale și între armarea pe un rînd și pe două rînduri

Pe bază de calcule preliminare aproximative se compară cele patru soluții de armare. Rezultatul comparației se dă în tabela 6.

Din comparația preliminară rezultă clar avantajul economic al armării pe două rînduri, astfel că se adoptă acest sistem de armare. Cît privește alegerea între plase din sortimentul preliminar preferențial (S.P.P.) sau plase speciale, ea se face în funcție de mărimea comenzii, care condiționează prețul de vînzare. În cazul de față se presupune că diferența mică de consum de oțel nu justifică prevederea de plase speciale.

6.4. Definitivarea armării cu plase sudate

În fig. 8 se dă planul de armare, iar în tabela 7 se dă extrasul de armătură. Armarea superioară din zona reazemelor nu se realizează cu plase sudate, astfel că nu se figurează în cadrul exemplului de față.

Deși distanțele dintre bare și diametrele barelor plaselor marca 1 se încadrează în S.P.P., totuși a fost nevoie să se prevadă plase speciale datorită depășirilor mai mari corespunzătoare detaliilor constructive specifice proiectului de referință.

BIBLIOGRAFIE

[1] * * * *Building Code Requirements for Reinforced Concrete* (ACI 318–63) Detroit, ACI 1963, 144 pag. cu figuri.

[2] * * * *Instrukțiia po proektirovaniu jelezobetonnîh konstrukții*: Moscova, Stroiizdat, 1968, 271 pag. cu figuri

[3] * * * Baustahlgewebe Konstruktionsblätter 1.2–1 *Kreuzweise bewehrte Decken*. Düsseldorf, Bau-Stahlgewebe, 1968.

[4] Iakubovskii V. V.: *Jelezobetonnie i betonnie konstrukții*. Moscova, Vîsșaia Școla, 1970.

[5] * * * *Baustahlgewebe*: *Zulassungabscheide Auslegungen Stand* 1.5.1970. Bemessung und Bewehrung. Düsseldorf, Bau-Stahlgewebe, 1970.

[6] * * * *Propunere de revizuire a condițiilor tehnice pentru beton armat ACI* 318-63. Journal of the American Concrete Institute, nr. 2 febr. 1970, p. 77–186.

[7] * * * *Norme de proiectare pentru elementele de construcție din beton și beton armat*. Recomandare de standardizare CAER R S 119-64. Buletinul CSCAS nr. 10–11, 1967 p. 65–142.

Considerații privind proiectarea instalațiilor de încălzire cu apă supraîncălzită

Ing. RUDOLF BONNERT
I.P.I.U.

I. GENERALITĂȚI

Pentru încălzirea și ventilarea cu aer cald a întreprinderilor industriale se prevede în mod curent ca agent termic apa supraîncălzită, produsă fie de o C.E.T. și distribuită prin refulare, termoficare, fie în centrale termice proprii cu cazane C.A.F. — Gama și Vuia Vulcan.

În exploatare s-au semnalizat diferite dificultăți și defecțiuni, astfel :

1. Nu se atinge temperatura în încăperi, fapt ce se datorează unor deficiențe de execuție sau exploatare.

2. Nu se realizează parametrii proiectați în încăperile încălzite cu elemente statice etc., deși s-au dimensionat conform STAS 1907—68 și 1797—56, actualmente în vigoare, ce nu fac distincție între încălzirea cu apă caldă și apă supraîncălzită cu reglaj calitativ, după graficul de reglaj impus de „termoficare".*

3. Nu se realizează ecartul cerut de diagrama menționată.

Remedierile folosite cu succes pentru eliminarea deficiențelor arătate la pct. 1 de mai sus sînt măsuri în general uzuale și cunoscute, deficiențele datorate însă metodei de dimensionare a instalațiilor de încălzire actualmente utilizate pentru corpuri statice și aeroterme (baterii de încălzire), respectiv de proiectare a acestor instalații, necesită în faza actuală o analiză adîncită a cauzelor reale, ceea ce formează obiectul prezentului articol.

Se precizează că demonstrarea susținerilor se face pe baza datelor rezultînd din graficul I.D.G.B. (fig. 1.) ce este actualmente în vigoare și care n-a fost adaptat ca urmare a modificării temperaturilor exterioare de calcul din STAS 1488—54 prin STAS 1907—68.

II. CONDIȚIILE NECESARE PENTRU REALIZAREA ECARTULUI DE 150°/70°

Încălzirea cu apa supraîncălzită se realizează cu receptorii asimilați la timpul său de industria noastră pentru încălzirea cu apă caldă și abur. Aceștia nu corespund cerințelor încălzirii cu apă supraîncălzită, îndeosebi în ceea ce privește răcirea returului, conform graficului de reglaj calitativ, impus de furnizorul agentului termic, ca de exemplu cel arătat în figura 1, fără o corecție corespunzătoare la dimensionarea lor, necesară ca urmare a ecartului mare și a coeficientului de transmitere a căldurii ce variază cu temperatura și ecartul agentului termic.

II. 1. Corpuri de încălzire statice

a) *Ecartul posibil și optim.*

Debitul de căldură al receptorilor statici este influențat de :

— locul racordurilor tur și retur ;

— dimensiunile constructive, îndeosebi lungimea drumului de parcurs al agentului termic ;

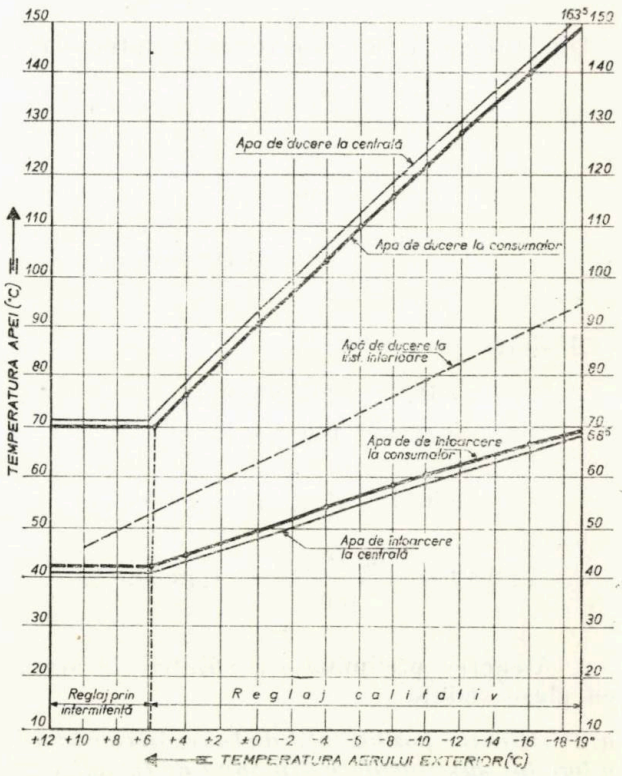


Fig. 1 — Graficul de reglare a temperaturilor agenților încălzitori pentru clădiri alimentate prin termoficarea urbană București (pentru anii 1970—1971)

**Se menționează că STAS 1797—56 a fost revizuit și prevede o corecție în dimensionarea suprafețelor în funcție de temperatura apei de încălzire și ecart; forma revizuită nefiind încă difuzată, prezentul articol se referă, în argumentarea susținerilor, la situația din momentul redactării (iulie 1971).*

— viteza agentului termic în corp;
— diferența $t_m - t_i$

și este dat, conform STAS 1797—56, de relația

$$Q = S\,k\,(t_m - t_i) \qquad (1)$$

unde:

t_m = temperatura medie a agentului încălzitor, în °C.
t_i = temperatura interioară a încăperii, conform STAS 1907—68, în °C.
k = coeficientul de transmitere a căldurii de la agentul încălzitor la aerul din încăpere, în kcal/m² h grad
S = suprafața de încălzire în m².

Din aceasta se vede că ecartul de temperatură între intrare și ieșire nu intervine în relație decît ca t_m, fiind deci egal pentru oricare mărime de ecart, adică indiferent dacă acest t_m rezultă dintr-un ecart de 20° sau de 80° pentru o temperatură tur/retur 120°/100° sau 150°/70°, în ambele cazuri t_m fiind 110°.

Trebuie ținut seama că STAS-ul a avut în vedere un ecart de 20° și că, în realitate, relația privind debitul de căldură este

$$Q = S \cdot k\,\Delta\,t_m \qquad (2)$$

în care:

$$\Delta t_m = \frac{\Delta\,t_t - \Delta\,t_r}{l_n \dfrac{\Delta t_t}{\Delta t_r}}$$

iar:

$$k = k_n \left(\frac{\Delta\,t}{\Delta t_n}\right) m-1$$

$$\Delta\,t_t = t_t - t_i$$

$$\Delta\,t_r = t_r - t_i$$

t_t și t_r fiind temperaturile tur, respectiv retur, relația simplificată (1) putînd fi utilizată numai în cazul cînd:

$$\frac{\Delta\,t_r}{\Delta t_t} \geqslant 0{,}7$$

urmînd ca în cazul

$$\frac{\Delta\,t_r}{\Delta\,t_t} < 0{,}7$$

să se utilizeze relația (2), valoarea stabilită în relația (1) trebuind să fie corectată cu un coeficient de corecție care, pentru receptorii statici din R.F.G. (DIN 4703) sînt dați mai jos pentru exemplificare, și anume:

Se vede din acest tabel că la un ecart de 80°, la $t_t = 150°$ și $t_r = 70°$, coeficientul de corecție este 0,9 corespunzător raportului $\frac{70-20}{150-20} = 0{,}38$ deci suprafața necesară crește cu $\frac{1{,}0}{0{,}9} = 1{,}11$, adică 11%, cifră asupra căreia vom reveni și care ține seama și de modificarea coeficientului de transmitere a căldurii în funcție de indicele m al tipului de receptor static (a se vedea relația (2)).

STAS 1797—56 nu prevede nici un fel de corecție, ci arată un debit de căldură, de exemplu pentru tipul de radiator 777/4 la $t_m =$ 110°C, de 720 kcal/m²h, indiferent de ecartul între t_t și t_r.

Faptul că nu se ține seama de cele ce reies din relația (2) duce la erori de dimensionare, cu atît mai mult că receptorii statici, chiar cu un număr normal de elemente (zece), nu pot prelua decît un anumit debit, urmare a coeficientului de trecere a căldurii α_2 (de la fața elementului de încălzire la aerul din încăpere) care este, pentru temperaturi t_m uzuale, de cca 60°C, conform [1]

$$\alpha_2 = 8{,}2 + 0{,}00733 \sqrt[3]{t}\ \text{kcal/m}^2\text{h°C}, \qquad (3)$$

respectiv după Wamsler:

$$\alpha_2 = 0{,}95 \frac{\Delta_t\ 0{,}233}{d^{0.3}}\ \text{kcal/m}^2\text{h°C} \qquad (3a)$$

Aceasta este în jur de 8 kcal/m²h grad pentru un $t_m = 110°$. Se precizează că, în relația (3), t este temperatura corpului și poate fi asimilată cu t_m.

În ceea ce privește transmiterea căldurii de la apă la țeavă (corp), coeficientul de trecere α_1 este (simplificat):

$$\alpha_1 = 2900\ \omega\ 0{,}85\ (1 + 0{,}014\ t_{fl})\ \text{kcal/m}^2\text{h°C} \qquad (4)$$

din care se vede că aceasta crește cu ω = viteza agentului în țeavă și t_{fl} = temperatura medie a apei cu temperatura medie t_{fl} a agentului.

Observăm că mărirea lui α_1 nu mărește decît foarte puțin debitul de căldură al corpului, căci acesta este limitat de mărimea lui α_2, deci creșterea vitezei ω se poate limita la necesitatea ca α_1 să fie atît de mare ca să transmită un debit egal cu $\alpha_2\ (t - t_i)$.

$\Delta_{tr}/\Delta t_t$	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8
factor de corecție	0,825	0,860	0,890	0,915	0,935	0,950	0,960	0,975	0,980	0,985	0,990	0,995

Tabelul 1

Exemplu	t_1	t_2	t_m	t_{fl}	t	ω	λ	S	α_1	α_2	k
I	150°	130°	140°	140°	140°	0,4			18.500	8,3	8,3
II	150°	70°	110°	110°	110°	0,1	47	0,003	4.600	8,235	8,2
III	150°	130°	140°	140°	140°	2,0			78.000	8,3	8,3

Notă:

Mărirea vitezei de 5 ori, de la 0,4 la 2,0, înseamnă mărirea rezistenţei la puterea a doua şi a energiei necesare a pompei de circulaţie la puterea a treia, adică de 25, respectiv de 125 ori, deci nu se recomandă.

De altfel, rezultă din analiza relaţiei:

$$\frac{1}{k}=\frac{1}{\alpha_1}+\frac{s}{\lambda}+\frac{1}{\alpha_2}$$

că $\frac{1}{k}$ poate fi înlocuit cu $\frac{1}{\alpha_2}$ în prima aproximaţie cum se vede din tabelul 1.

Rezultă deci că, în cazul unor rezistenţe foarte diferite $\frac{1}{\alpha_1}$, $\frac{1}{\alpha_2}$, transmiterea căldurii depinde numai de rezistenţa cea mai mare, în cazul nostru $\frac{1}{\alpha_2}$, care este decisivă pentru coeficientul de transmitere k, celelalte rezistenţe la transmitere în cazul registrelor etc. putînd fi neglijate.

Din punct de vedere practic reiese, şi a fost confirmat de practică, că nu poate fi realizat un ecart de 80°C, ci de cel mult 25°C la un corp de încălzire static (*dimensionat conform STAS 1797/56*) deoarece un astfel de corp poate prelua, respectiv ceda (tabela 6 STAS 1797/56) pentru un element 777/4, de ex. la $t_m + 110°C = 720$ kcal/m²h, ceea ce înseamnă la un ecart de 20° un debit de apă supraîncălzită necesar de 0,036 m³/h, iar la un ecart de 80° un debit de 0,009 m³/h, ceea ce corespunde unei viteze de patru ori mai mici şi, ca urmare, unui coeficient de transmitere mult redus.

Observăm că s-a luat pentru ambele ecarturi acelaşi debit de căldură, deşi conform celor arătate mai înainte debitul de căldură este, pentru aceeaşi suprafaţă, mai mic la un ecart mai mare, deci debitul de apă, respectiv viteza, vor trebui să fie mai mici pentru a se putea realiza răcirea corespunzătoare.

Pentru a se mări viteza fără mărirea suprafeţei de încălzire trebuie redusă secţiunea de trecere şi lungit drumul de parcurs, respectiv durata de contact, la acelaşi fel de receptor de căldură, motiv pentru care, de ex. bateriile aerotermelor cu apa supraîncălzită se prevăd de cîţiva ani, în ţară noastră, cu colectoare compartimentate (coturi), spre deosebire de cele necompartimentate pentru abur.

Coeficientul de transmitere a căldurii este o funcţie a vitezei, duratei, temperaturii, a regimului de curgere (laminar, tranzitoriu, turbulent) etc. Acesta, cît şi posibilitatea de realizare a ecartului cerut, necesită un studiu aprofundat de laborator, ceea ce se recomandă pentru a se putea preciza modul de realizare, cu minimum de consum de oţel şi energie, a circulaţiei agenţilor, actualele metode de calcul fiind stabilite pentru un ecart de 20°, anume pentru instalaţii de încălzire cu apă caldă.

b) *Influenţa graficului actual de reglaj calitativ asupra temperaturii interioare.*

Instalaţiile de încălzire alimentate cu apă supraîncălzită, de exemplu de la termoficarea din Bucureşti, sînt reglate, în funcţie de temperatura exterioară t, prin reglaj calitativ, conform graficului din fig. 1, din care rezultă că pentru $t_a = -19°C$ turul este + 150°C, iar returul cerut de + 70°C. Cu creşterea temperaturii exterioare, temperatura de tur se reduce la cel mult + 70° (pentru $t_e = +6°$), iar returul la + 43°C, temperaturi ce se menţin pentru orice temperatură mai mare de + 6°C, reglajul făcîndu-se în acest caz prin intermitenţă.

Analizînd implicaţiile temperaturilor din acest grafic de reglaj asupra cedării căldurii suprafeţelor de încălzire rezultă următoarele:

Necesarul de căldură în ipoteza de calcul conform STAS 1907/68:

$$Q=\Sigma_m S\cdot K\cdot(t_i-t_e)+C\cdot K_c(t_i-t_e)+S_p K_s(t_i-t_s)\cong$$
$$\cong C_n(t_i-t_e). \qquad (5)$$

Debitul de căldură cedat de corpurile statice de încălzire trebuie să satisfacă necesarul indicat mai sus, deci:

$$Q = K_R \cdot S_R (t_m-t_i) = C_R (t_m - t_i). \qquad (6)$$

În ipotezele de calcul, luînd conform graficului de reglaj

$$t_e = -19° \cdot t_i = +20°;$$

$$t_m = \frac{150 + 70}{2} = 110°C$$

ezultă :

$$C_N\,(20 + 19) = C_R\,(110-20)$$

deci :

$$\frac{C_N}{C_R} = \frac{90}{39} = 2{,}3. \qquad (7)$$

Pentru diferite valori ale temperaturii exterioare t_e se poate calcula astfel variaţia procentuală a debitului cedat de radiatoare, ţinînd seama şi de variaţiile reale ale coeficientului de transmitere al corpurilor de încălzire, în funcţie de temperatura medie a fluidului cald.

Astfel, pentru o valoare oarecare a temperaturii exterioare, din egalarea relaţiilor (3) şi (6) de mai sus, se obţine :

$$C_N\,(t_i - t_e) = C_R\,(t_m - t_i)$$

$$t_i = +\,20^\circ \text{ (const).}$$

$$\frac{C_N}{C_R}\,t_i - \frac{C_N}{C_R}\,t_e = t_m - t_i \qquad (8)$$

$$t_m = 3{,}3\;t_i - 2{,}3\;t_e = 66{,}0 - 2{,}3\;t_e \qquad (9)$$

Tabelul 2

t_e	Conform I.D.G.B.			Conform STAS 1797-56		
	t_t	t_k	t_m	t'_m	$K_R = f(t_m)$	$\frac{S_c}{S_N}$ (%)*
−19	150°	70°	110	109,6	8,0	100 %
−15	137°	65°	101	100,5	7,7	96 %
−10	122	60	91	88,3	7,4	96 %
− 5	106	56	81	77,2	7,1	95 %
− 0	92	50	71	66	6,6	91 %
+5	74	43	58	55	6,0	80 %

* *Notă* — Relaţia exprimă raportul dintre suprafaţa de încălzire calculată S_c pentru : $t_e = -19$; $t_i = +20$; $t_m = \frac{150 + 70}{2} = 110°$ şi suprafaţa efectiv necesară S_N la diferitele valori ale temperaturii exterioare, ţinînd seama de varietăţile coeficientului de transmitere K, de necesarul de căldură corespunzător lui t_e şi de temperatura de tur-retur, ale diagramei de reglaj, adică :

$$\frac{S_c}{S_N} = \frac{t'_m - t_i}{t_m - t_i} \cdot \frac{K_R}{8{,}0}$$

În tabelul 2 se dau valorile de calcul necesare pentru temperatura medie a fluidului cald (t_m), comparativ cu cele ce rezultă din diagrama I.D.G.B. (t'_m).

De asemenea, se dau valorile coeficientului de transmitere K_R al radiatoarelor, valori calculate pentru diferitele temperaturi t_m ale fluidului cald.

Din analiza valorilor indicate în tabelul susmenţionat rezultă că suprafeţele de încălzire calculate conform STAS 1797/56 şi 1907/68 sînt deficitare la reglajul calitativ IDGB pentru temperaturi exterioare mai ridicate decît în ipoteza de calcul al graficului de reglaj, deficitul ajungînd la + 5°C la 20 %.

c) *Metode de dimensionare a suprafeţelor de încălzire statice după DIN 4703.*

Din documentaţia la îndemînă, în cele ce urmează se arată în mod sumar metodele de dimensionare în alte ţări. Astfel, prin DIN 4703, pentru anumite corpuri statice standardizate, în R.F.G. sînt prevăzuţi factori de corecţie care se aplică în cazul unei temperaturi de peste 90° tur şi 70° retur, respectiv al unui ecart mai mare decît 20°, cum s-a arătat în pct. II. 1. a.

Aceşti factori, trecuţi în tabele şi diagrame ajutătoare [4], sînt daţi în funcţie de Δt_t şi Δt_r (vezi explicaţiile la relaţia (2)), resp. $t_m = \frac{t_t + t_r}{2}$.

Făcînd calcule pentru diferite temperaturi t_e (vezi tabelul 2) rezultă cifrele arătate în tabelul 3.

Din aceasta rezultă că suprafaţa de încălzire calculată conform STAS 1797−56 trebuie mărită cu 8 + 13 = 21 % pentru a se putea realiza temperatura interioară de confort necesară, la un $t_e = +\,5°C$, la temperatura de tur şi ecartul de retur din graficul I.D.G.B. (fig. 1), lucru ce rezultă şi din tabelul 2. În acest tabel s-au stabilit corecţiile pentru variaţia de debit caloric ca urmare a scăderii temperaturii medii şi a coeficientului de transmitere a căldurii ; acestea acoperă automat şi realizarea ecartului de răcire, la $t_e = -19°$, deoarece coefi-

Tabelul 3

t_e	t_t	t_r	$\frac{t_r}{t_t}$	C_1	C_2	$\frac{C_3}{5\times6}$	Q	$\frac{C_{3/1,57}}{D_n}$	$\frac{D_r}{D_n/Q}$	$\frac{S}{1/D_r}$	$\frac{\%}{C_2/C_3}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
−19	150	70	0,385	0,907	1,7	1,57	1,0	1,0	1,0	1,0	1,08
−15	137	65	0,385	0,91	1,47	1,34	0,9	0,85	0,94	1,06	1,08
−10	122	60	0,392	0,91	1,23	1,12	0,770	0,71	0,92	1,08	1,08
− 5	106	56	0,418	0,92	1,0	0,92	0,640	0,58	0,91	1,10	1,08
± 0	92	50	0,416	0,92	0,78	0,72	0,515	0,46	0,89	1,12	1,08
+ 5	74	43	0,425	0,925	0,58	0,54	0,385	0,34	0,88	1,13	1,08

Notă : C_1 = corecţia de ecart ; C_2 = corecţia de debit faţă de $t_m = 80°$
Q = necesar de căldură faţă de t_e
S = suprafaţa de încălzire real necesară corectată faţă de cea calculată pentru $t_m = 110°$ conf. STAS 1797−56

cientul de corecție pentru ecartul acestei temperaturi (— 19°) este numai de 8%.

Precizăm că calculul pentru tabelul 3 s-a făcut pe baza DIN 4703, în ceea ce privește coeficientul de corecție pentru ecart, și că se impune ca acesta să fie stabilit experimental pentru receptorii statici utilizați în țară.

În ceea ce privește încălzirea prin radiație cu apă supraîncălzită, benzile normalizate din țară s-au pus nu de mult în fabricație de serie și urmează a fi verificate sub aspectul celor expuse. Considerăm că și suprafețele acestora, dimensionate la $t_m = 110°C$, trebuie corectate cu 20% în plus pentru implicațiile datorate reglajului calitativ.

II.2. Aeroterme (baterii de încălzire)

a) *Ecart optim*

În ceea ce privește ecartul optim ce se poate realiza cu aeroterme de fabricație curentă, printr-un studiu documentat prezentat la a IV-a conferință de instalații, privind alimentarea centralizată de căldură [2] se arată următoarele în ceea ce privește funcționarea bateriilor de încălzire la diverse ecarturi de temperatură a agentului termic primar:

1. necesitatea ca viteza agentului de încălzire primar, cît și a celui încălzit să realizeze o curgere turbulentă;

2. creșterea vitezelor agenților termici duce la îmbunătățirea transferului de căldură dar este limitată, deoarece cresc rapid pierderile de presiune, atît pe circuitul agentului încălzit, cît și cel al agentului încălzitor;

3. vitezele maxime ale apei supraîncălzite sînt, după literatura de specialitate, de 0,8—1,5 m/s, iar cele optime de 0,4—1,0 m/s, în funcție de tipul elementului de încălzire și de soluțiile constructive adoptate, ele fiind în final limitate de consumul de energie al pompelor de circulație;

4. cheltuielile totale în lei/Gcal variază în funcție de gradul de răcire, adică de ecartul de temperatură, crescînd cu acesta. Astfel, cheltuielile scad cu micșorarea ecartului la bateriile din oțel în medie cu 16%.

În ceea ce privește aerotermele curente din țară, de ex. I.C.M.A., măsurătorile făcute au confirmat cele arătate în ceea ce privește ecartul și anume că acesta este de 45°—55°, și nu de 80° cît se cere de „termoficare" [3].

b) *Influența graficului actual de reglaj calitativ asupra temperaturii interioare.*

În ceea ce privește aerotermele, calculul de dimensionare și alegere a aerotermelor se face conform catalogului de aeroterme al întreprinderilor producătoare, care arată caracteristicile în funcție de t_e de la +5° pînă la —20°, rezultînd din diagramele de dimensionare necesitatea verificării unui aeroterm dimensionat pentru $t_e = -20°$ și ecart 150°/70° pentru temperatura de tur și retur, pentru alte temperaturi exterioare conform graficului de reglaj k variind foarte puțin, deoarece este îndeosebi o funcție de $v\gamma$ kg/m²s a aerului și Wm/s a apei ce variază puțin (maximum cu 6%) pentru $v\gamma$ și deloc în ceea ce privește viteza apei W, căci la reglajul calitativ debitul de apă rămîne constant.

Pentru demonstrare, s-a făcut un calcul pentru verificarea exemplului dat în catalogul IIPC 1970 pentru un aeroterm A 10 încălzit cu apă supraîncălzită (debit aer: 3000 m³/h).

Acesta arată că aerotermul ales pentru temperatura exterioară $t_1 = -20°C$, corespunde și pentru $t_1 = +5°C$ și are rezerve la $t_1 = -5°C$, cum se vede din tabelul 4, firește considerînd că datele furnizate de catalog sînt confirmate de practică.

S-a ținut seama la calculul pozițiilor 2 și 3 din tabel (poziția 1 fiind redarea fidelă a exemplului din catalog) că debitul de apă la reglajul calitativ rămîne constant, deci și viteza, iar în col. 13 suprafața la numărător este cea necesară, iar la numitor cea a aerotermului ales (A 10 cu 4 rînduri de $F = 30,8$ m²).

Se vede însă din catalogul menționat că W este relativ redus, între 0,05—0,5 m/s, adică mult sub cel optim, motiv pentru care aerotermele avînd un regim de scurgere laminar, respectiv tranzitoriu nestabil au un randament caloric necorespunzător [2], avînd debite în medie cu 25% mai mici decît cele nominale, cum au dovedit-o măsurătorile [2], aceasta datorîndu-se însă și altor cauze, ca suprafețe mai mici decît cele nominale, contact insuficient metalic al aripioarelor etc.

Tabelul 4

t_1 (°C)	t_2 (°C)	T_1 (°C)	T_2 (°C)	t_2-t_1 (°C)	T_2-T_1 (°C)	T_m (°C)	D (m³/h)	Q (kcal/h)	$v\gamma$ (m²s)	W (m/s)	k	F
—20	+20	180	70	40	80	110	3 000	40 200	3,75	0,094	13,8	$\frac{29,1}{30,8}$
+ 5	+20	70	43	15	30	44	3 000	14 000	3,4	0,094	13,3	$\frac{30,0}{30,8}$
— 5	+20	105	55	25	50	72,5	3 000	24 000	3,5	0,094	13,1	$\frac{27,0}{30,8}$

III. METODE DE CALCUL ŞI SISTEME PENTRU REALIZAREA TEMPERATURILOR DE RETUR CERUTE DE I.D.G.B. CU MENŢINEREA TEMPERATURII INTERIOARE DE CONFORT PRESCRISE DE NORMELE REPUBLICANE DE PROTECŢIA MUNCII PE TOT TIMPUL SEZONULUI RECE

Sînt recomandate şi posibile următoarele metode pentru răcirea returului :

1. dimensionarea suprafeţelor de încălzire statice şi a benzilor radiante conform DIN 4703, adică cu o corecţie de adaos pentru ecart mărit între tur şi retur, precum şi pentru eliminarea implicaţiilor datorite reglajului calitativ în funcţie de temperatura exterioară;

2. utilizarea returului prin înseriere, dimensionarea suprafeţelor statice conform STAS 1907—68 şi 1797—57 şi trecerea returului prin racordarea în serie a unei părţi din receptori şi anume :

a) fie în serie, recomandată de ISPE;
b) fie prin realizarea mai multor reţele în serie alimentate cu retur (2—3 reţele, deci în 2—3 trepte);

3. utilizarea returului pentru încălzirea apei calde tehnologice, unde există un necesar corespunzător, ceea ce este o soluţie optimă dar un caz particular şi nu scuteşte de mărirea suprafeţelor de încălzire pentru menţinerea confortului sanitar;

4. în ceea ce priveşte răcirea returului rezultat din aeroterme şi baterii de ventilaţie, deoarece cele tipizate în ţară preiau maximum 55°, problema răcirii suplimentare se pune numai la $t_e \geqslant -5°$, cum se vede din graficul de reglare calitativă, deci pentru un timp relativ scurt din sezonul de încălzire.

Utilizarea apei de retur din aeroterme (baterii) prin legarea în serie cu corpuri statice nu este recomandabilă deoarece la $t_e = \pm 0°$ temperatura de ieşire din aeroterme este de cca +45°C, iar la $t_e = +5°C$ de cca 30—35°C, ceea ce ar duce la dimensionări de suprafeţe nejustificat de mari, deci la un randament economic redus şi un consum de oţel ridicat, cît şi la încălzire prea ridicată în zona de temperaturi exterioare sub ±0°C.

Astfel, soluţia ce se impune este, în momentul actual, pînă la reproiectarea corespunzătoare a aerotermelor etc. existente, reconsiderarea graficului de reglaj, reducîndu-se ecartul în zona de temperaturi exterioare $t_e = -19°$ pînă la −10°C, ceea ce va avea implicaţii favorabile în ceea ce priveşte consumul de oţel.

În ceea ce priveşte soluţiile posibile arătate la pct. 1. şi 2. pentru corpuri statice, considerăm recomandabilă numai cea de la pct. 1., bazată pe prevederile din DIN 4703 pentru receptori similari. Totuşi numai încercări în laborator şi aplicarea industrială vor arăta dacă corecţiile de adaos indicate în capitolul II. 1.c., însumînd în total 21%, vor asigura răcirea necesară şi confortul sanitar *pe tot sezonul de încălzire*, deoarece, după informaţiile ce posedăm, pentru ecartul foarte ridicat de 80°, neuzitat în alte ţări, coeficienţii de corecţie aplicaţi în calculele din acest studiu ar putea să nu fie suficienţi.

Limitarea ecartului la maximum 40°...50° se datoreşte în general dificultăţilor de distribuţie cauzate de debitul foarte mic de apă, dificultăţilor de execuţie (îndeosebi în ceea ce priveşte sudarea conductelor de diametru redus) şi transmiterii reduse de căldură din cauza regimului de curgere laminar, urmare a vitezei foarte mici în receptorii de construcţie actuală. Observăm că, în general, se consideră ca limită optimă de ecart 25°...30° [5].

În ceea ce priveşte soluţia arătată la pct. 2 a (legarea în serie : aeroterm cu registre, aeroterm cu aeroterm, registru cu registre etc. recomandate de I.S.P.E.) ea este necorespunzătoare, deoarece nu poate da rezultate satisfăcătoare în zona de temperaturi exterioare $t_e = -10°C... +5°C$, cauzînd o insuficienţă a debitului de căldură în această zonă de temperaturi, un consum ridicat de metal şi dificultăţi în exploatare (aerisirea corpurilor statice) etc.

În ceea ce priveşte soluţia arătată la pct. 2b, adică utilizarea mai multor reţele, tabelul 5, în care s-au centralizat suprafeţele de încălzire necesare în cazul a 3 reţele, din care două alimentate în serie cu returul în trepte, arată o creştere considerabilă a necesarului de oţel.

Premisele de calcul ale acestui tabel sînt prevederile STAS 1797—56, adică ipoteza preluării unui ecart maxim de 20°...30°, recomandat şi în [5].

Acest sistem, îndeosebi cînd se prevede posibilitatea de adaos de tur în punct termic, este superior celui cu înserierea corpurilor (soluţia 2 a) deoarece permite o exploatare fără dificultăţi şi asigură parametrii climatici, cît şi temperatura cerută returului, însă este legat de cheltuieli mari de investiţii şi consum ridicat de oţel faţă de sistemul arătat la pct. 1. din prezentul capitol.

IV. CONCLUZII

În baza celor arătate se recomandă :

1. *În ceea ce priveşte proiectarea:*

a) Dimensionarea suprafeţelor statice de încălzire, inclusiv cele radiante, se va face conform STAS 1907—68 şi 1797—56, corectîndu-se suprafaţa necesară rezultată cu un coeficient 1,21, adică adăugîndu-se o suprafaţă de 21% pentru asigurarea confortului în zona de reglaj $t_e = +5°$, acest adaos asigurînd şi răcirea returului pentru ecartul de 80° la $t_e = -19°$. Debitul vehiculat de căldură rămîne cel stabilit conform STAS 1907—68.

Tabelul 5

Suprafeţele statice de încălzire necesare pentru $t_i = +20°$ (în procente) raportate la cea calculată conform STAS 1797—56 pentru $t_e = -19°$ şi apa supraîncălzită 150°/70° în cazul utilizării a 3 reţele în serie.

t_e		Reţea I	Reţea II	Reţea III	Ecart cerut de diagrama reglare	Ecart realizat	Temp. retur cerută	Temp. tur
− 19°	t_T/t_R	150°/120°	120°/95°	95°/70°	80°	80°	70°	150°
	%	100,0	100,0	100,0				
− 10°	t_T/t_R	122°/100°	100°/80°	80°/60°	62°	62°	60°	122°
	%	103,0	108,0	103,0				
− 5°	t_T/t_R	106°/86°	86°/66°	66°/50°	50°	56°	56°	106°
	%	110,0	119,0	119,0				
± 0°	t_T/t_R	92°/72°	72°/55°	55°/40°	42°	52°	50°	92°
	%	110,2	130,0	137,0				
+5°	t_T/t_R	74°/54°	54°/40°	40°/30°	31°	44°	43°	74°
	%	111,0	166,0	188,0				

b) Alegerea aerotermelor de execuţie actuală se va face *pentru un necesar de căldură* mărit cu 20 %, pe baza metodei de calcul din catalogul I.I.P.C. pentru aeroterme, pentru a elimina deficienţele actuale de debit de căldură

c) Răcirea returului se va suplimenta prin utilizarea acestuia în schimbătoare de căldură pentru apa tehnologică unde există un necesar. Se precizează că adaosul de 21 % la suprafeţele statice se va da şi în acest caz, pentru asigurarea confortului sanitar, cum s-a mai arătat.

Încălzirea apei tehnologice se va face în două trepte pentru a se putea asigura temperatura cerută de necesităţile tehnologice.

d) În cazul unor instalaţii de încălzire cu pondere importantă de aeroterme (baterii de încălzire) şi în lipsa unui necesar de apă caldă tehnologică, o parte din receptorii statici în întreprinderi, corespunzători surplusului de debit de căldură din retur se vor alimenta printr-o reţea separată de acest retur de la un punct termic creat după caz în mod special, unde se colectează acest retur cu posibilitate de amestec cu apa tur, ţinîndu-se seama însă la proiectare că această reţea de apă caldă este necesară şi utilă pentru obiecte administrative etc., putînd înlocui astfel un schimbător de căldură. Punctul termic trebuie dotat cu aparataj de urmărire şi reglare a temperaturii în punctul termic pentru această a doua reţea.

2. *În ceea ce priveşte măsurile necesare sub aspectul tehnico-economic:*

a) îmbunătăţirea randamentului aerotermelor (bateriilor de încălzire) pentru a se realiza caracteristicile nominale;

b) întocmirea unui studiu pentru adaptarea diagramei de reglaj calitativ la un regim de reglare cu randament optim în ceea ce priveşte economiile de combustibil, oţel şi cheltuielile de investiţii;

c) asimilarea, respectiv adaptarea constructivă a receptorilor de căldură pentru realizarea ecartului de temperatură ce va rezulta ca optim din studiul propus la pct. b de mai sus.

BIBLIOGRAFIE

[1] Schack Alfred : *Der industrielle Wärmeübergang.* Düsseldorf, Stahleisen Verlag, 1962.

[2] Terzi T. : *Aspecte ale funcţionării bateriilor de încălzire la diverse ecarturi de temperatură* (A IV-a conferinţă de instalaţii, Sinaia 19-21.II.1970).

[3] * * * *Expertiză privind caracteristicile aerotermelor ICMA A 11-II şi A 16-V din producţia curentă.* Studiu INCERC.

[4] Rietschel-Reiss : *Heizung- und Lüftungstechnik.* Berlin/Heidelberg, Springer Verlag, 1962.

[5] Petrescu A., Beldiman M., Furtunescu H. : *Utilizarea apei fierbinţi pentru încălziri centrale.* Bucureşti, Editura tehnică, 1966.

CRONICA

Al V-lea congres al Consiliului internațional al construcțiilor pentru studii, cercetare și documentare

Paris — Versailles, iunie 1971

Ing. **MIRCEA LUPAN**
Director adj. științific — INCERC

1. În perioada 22—30 iunie 1971 a avut loc la Paris și Versailles cel de-al V-lea Congres al CIB — Consiliul Internațional al Construcțiilor, pentru Cercetare, Studii și Documentare organizat de conducerea CIB împreună cu CSTB (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment) din Franța, al cărui director G. Blachère, a fost președintele CIB în ultimii trei ani (1968—1971, perioada între congresul al IV-lea și al V-lea).

Consiliul Internațional al Construcțiilor — CIB — este o organizație internațională, având ca membri institute și unități de studii și cercetări din 49 de țări (în total 190 de membri). Din România sînt membri ai CIB: ISART și INCERC.

Scopul principal al CIB este încurajarea cooperării internaționale privind aspectele activității de cercetare, studii și documentare în construcții, prin schimb de informații asupra programelor de cercetare și a rezultatelor, stabilirea de metode de selecție a programelor de cercetare și de efectuare a acestora, prin înlesnirea elaborării în cooperare a unor programe de cercetare între diferite institute etc., în vederea creșterii productivității cercetării și a valorificării rezultatelor acestei activități, în vederea reducerii prețului de revenire al construcțiilor, a sporirii vitezei de execuție și a siguranței acestora, precum și a îmbunătățirii calității construcțiilor.

Cooperarea între membrii CIB se realizează pe următoarele căi principale:

— cunoașterea programelor actuale și viitoare de cercetare, prin schimburi de fișe și programe de cercetare, vizite bilaterale de specialiști, reuniuni ale directorilor de cercetare;

— diviziunea muncii de cercetare în cadrul comisiilor de lucru CIB, prin contacte directe între institutele de cercetări, prin schimb de stagiari sau prin crearea de laboratoare specializate la unul din institute la care pot veni să lucreze specialiști de la toate celelalte institute membre;

— difuzarea rezultatelor către constructori, pentru aplicarea în practică, prin: colocvii pe teme restrînse și congrese trienale, care reunesc pe cercetători și pe constructori, și prin publicații CIB, în special prin revista „Build International".

Principala activitate de specialitate în cadrul CIB se desfășoară în *comisiile de lucru* (W) compuse din experți ai institutelor membre, care colaborează efectiv pentru rezolvarea unui obiectiv bine precizat, într-un termen dat, prin corespondență și prin reuniuni periodice, urmărind elaborarea unor recomandări internaționale pentru proiectare și execuție în domeniul respectiv. O parte din comisiile de lucru, numite și *Grupe de direcție* (S), au o durată mai limitată, având ca scop pregătirea și organizarea unor colocvii pentru discutarea unor rezultate ale cercetărilor și aplicării lor, pentru schimb de experiență etc.

În prezent există 30 de comisii de lucru și grupe de direcție CIB, și anume:

— W_1 — (în colaborare cu FID) — — IBCC — Comisia Internațională pentru Clasificare în Construcții;
— S_4 — (în colaborare cu OMM) — — Climatologia și Construcțiile;
— W_5 (în colaborare cu CEB, FIP și RILEM) — Controlul statistic al calității betonului;
— W_{11} — Penetrarea apei de ploaie;
— W_{14} — Foc (comportarea la foc a construcțiilor);
— S_{17} — Încălzire și ventilație;
— W_{18} — Structuri de lemn;
— W_{19} — Elemente mari de beton;
— W_{23} — Bazele de calcul al structurii clădirilor;
— W_{23A} — Siguranța pereților portanți;
— W_{24} (IMG) — Coordonare dimensională și modulară;
— S_{25} — Climatul interior în regiuni tropicale și subtropicale;
— W_{29} — Finisarea betonului;
— W_{31} — Lista tip a proprietăților materialelor și produselor de construcții;
— W_{40} — Transferul de căldură și umiditate în materiale și construcții;
— S_{41} — Clădiri înalte;
— S_{44} — Probleme metodologice ale comparării costurilor în construcții;
— S_{45} — Exigențe umane și concepția clădirilor;
— S_{47} — Curentul de informații în procesul de construcție;
— W_{49} — Toleranțe;
— W_{50} — Rosturi;
— W_{51} — Acustica;
— W_{52} — Schimbul și diseminarea informațiilor pentru utilizatori;
— W_{53} — Metode previzionale pe termen lung;
— W_{54} — Stabilirea și gestiunea programelor de cercetare;
— W_{55} — Economia construcțiilor;
— S_{56} — Construcții ușoare;
— W_{58} — Grupa de dezvoltare a sistemului SfB;
— W_{59} — Grupa Directorilor de cercetare în Construcții;
— W_{60} — Conceptul de performanță în construcții.

La o parte din aceste comisii de lucru participă și specialiști din INCERC și ISART.

Rezultatele activității comisiilor de lucru și ale grupelor de direcție orientate pe anumite teme majore sînt prezentate la congresele trienale, care constituie o sinteză a activității CIB pentru perioada respectivă.

Congresele anterioare ale CIB au avut ca tematică generală:

— Congresul I: Cercetarea și documentarea în construcții (Rotterdam 1959)
— Congresul II: Inovația în construcții (Cambridge 1962).
— Congresul III: Spre industrializarea construcțiilor (Copenhaga 1965).
— Congresul IV: Costul și calitatea construcțiilor (Ottawa și Washington 1968).

La Congresul al V-lea CIB au participat circa 1200 delegaţi din 46 de ţări, înregistrîndu-se cel mai mare succes de participare dintre toate congresele CIB.

Din România a participat la congres o delegaţie de 4 specialişti din M.C.Ind., INCERC, ISART şi Trustul de Construcţii Industriale Bucureşti.

În paralel cu lucrările propriu-zise ale congresului au mai avut loc următoarele manifestări şi activităţi:

— Cea de-a 7-a Adunare Generală a institutelor membre CIB.
— Prezentări de filme tehnice.
— Vizite tehnice la construcţii executate şi şantiere din Paris şi împrejurimi.

Cu ocazia celei de-a 7-a Adunări Generale CIB a fost ales noul preşedinte al CIB, în persoana prof. dr. S. Sebestyén, director al Institutului de Cercetări în Construcţii — ETI — din Budapesta.

2. Tematica generală a Congresului al V-lea CIB: *„De la cercetare la practică — stimularea aplicării"*, a pus accentul pe întîlnirea şi discuţiile între cercetătorii care studiază şi elaborează soluţiile tehnice şi constructorii care aplică rezultatele cercetărilor.

Programul congresului a cuprins 16 teme distincte care au prezentat stadiul cercetării şi aplicării în principalele domenii ale construcţiilor, ce pot fi grupate astfel:

I. Cunoaşterea datelor naturale şi a exigenţelor utilizatorilor cu două teme:
— tema 1 — Date naturale
— tema 2 — Exigenţele utilizatorilor

II. **Aportul ştiinţei în construcţii** (pentru concepţia raţională a construcţiilor) cu şase teme:
— tema 3 — Acustica
— tema 4 — Higrotermica
— tema 5 — Informatica
— tema 6 — Statica
— tema 7 — Focul
— tema 8 — Economia construcţiilor.

III. **Ajutoarele pentru concepţie** (prezentarea practică a rezultatelor ştiinţifice, inclusiv asistenţa tehnică, în proiectare) cu cinci subteme:

- subtema 9a — Documentarea;
- subtema 9b — Metode de evaluare a clădirilor, a elementelor şi materialelor;
- subtema 9c — Standardele (prescripţiile tehnice);
- subtema 9d — Coordonarea dimensională şi standardizarea rosturilor;
- subtema 9e — Toleranţele.

IV. **Tehnologii noi în diverse domenii ale construcţiilor**, cu 11 teme şi subteme:

— tema 10: Tehnologia betonului;
  - subtema 10a — Panouri mari;
  - subtema 10b — Beton turnat în cofraje mari;
  - subtema 10c — Finisarea betonului;
  - subtema 10d — Rosturi;
— tema 11: Sisteme de construcţii uşoare;
  - subtema 11a — Construcţii uşoare;
  - subtema 11b — Rosturi între elemente uşoare;
— tema 12: Tehnologii industrializate:
  - subtema 12a — Case individuale;
  - subtema 12b — Şcoli;
— tema 13: Tehnologia clădirilor înalte;
— tema 14: Tendinţe în utilizarea lemnului;
— tema 15: Tendinţe noi în încălzire şi ventilaţie.

V. Tema 16: **Locuinţa foarte economică.**

Sistemul de organizare a congresului a prevăzut ca pentru fiecare temă să se prezinte 1—2 rapoarte de bază redactate de specialişti, care au expus cu claritate subiectul temei. După prezentarea acestor rapoarte au urmat rapoarte de răspuns, întocmite de alţi experţi.

În total au fost prezentate 250 rapoarte de bază şi de răspuns la toate temele congresului.

Şedinţele congresului s-au desfăşurat în paralel pe 2—3 teme, dezbătute concomitent în săli separate, cu asigurarea traducerii simultane în cele două limbi oficiale CIB: franceza şi engleza.

La fiecare temă, după o succintă prezentare a principalelor aspecte ale rapoartelor, au urmat discuţii.

3. În şedinţa plenară de deschidere a congresului, G. Blachère, preşedintele CIB, a prezentat tematica generală a congresului, insistînd asupra faptului că în acest congres toate temele sînt abordate sub un unghi particular, şi anume acela al trecerii la aplicare, care constituie o problemă majoră pentru un bun randament al cercetării.

Dar, totodată, G. Blachère atrage atenţia că pentru a se crea o trecere bună a curentului de informaţii de la cercetare la practică este necesar ca cei doi poli să funcţioneze bine, şi anume, pe de o parte rezultatele cercetărilor trebuie să fie bine formulate pentru a putea fi uşor aplicate, iar, pe de altă parte, cei care primesc rezultatele pentru aplicare, respectiv proiectanţii şi constructorii de pe şantiere, trebuie să aibă pregătirea profesională corespunzătoare ca să poată recepţiona — la nivelul actual al dezvoltării ştiinţei şi tehnologiei — rezultatele cercetării şi să le poată aplica în practică.

Şedinţele pe teme şi subteme au fost astfel organizate încît să se lase un timp cît mai mare pentru discuţii, raportorii avînd la dispoziţie un timp limitat de 10—15 minute pentru expunerea principalelor idei din rapoartele difuzate, care să stimuleze discuţiile.

Cu toate acestea, avînd în vedere intervalul de timp rezervat unei teme, de circa $2^1/_2$ —3 ore, a fost necesar să se limiteze durata luării la cuvînt, în cadrul discuţiilor, la 5 minute pentru un participant.

Delegaţia de specialişti români a participat la şedinţele plenare şi la şedinţele pe teme ale congresului, intervenind în cadrul discuţiilor la dezbaterea mai multor teme, cu prezentarea unor realizări şi aspecte din ţara noastră, pe linie de cercetare, proiectare şi execuţie. Intervenţiile au fost prezentate liber şi au fost corelate cu conţinutul rapoartelor şi cu restul discuţiilor, ceea ce a contribuit la buna lor apreciere.

Problemele prezentate au fost primite cu interes, fiind reţinute pozitiv în încheierea şedinţelor şi dînd loc, după şedinţe, la solicitări ale diverşilor participanţi pentru trimiterea de materiale documentare şi pentru colaborări ulterioare.

În şedinţa plenară de închidere, G. Blachère a făcut o expunere, urmată de discuţii generale, în care s-a pus accentul pe aplicarea în practică a rezultatelor cercetărilor.

În acest sens s-au făcut propuneri şi recomandări care pot fi grupate astfel:

- *Mijloace pentru transferul rezultatelor cercetărilor în practică*: publicaţii (referate asupra cercetărilor prezentate într-o formă accesibilă, fişe tehnice sintetice cu soluţii practice); prescripţii tehnice; proiecte tip; şantiere experimentale şi demonstrative; analiza defectelor apărute în construcţii; controlul aplicării şi asistenţă tehnică.
- *Ameliorarea contactelor* între cei doi interlocutori (poli ai dialogului): cercetare-aplicare prin: instruirea cadrelor din producţie (reciclări de scurtă durată) în domeniul noutăţilor din ştiinţa aplicată şi tehnologie; pregătirea practică a cercetătorilor pentru cunoaşterea condiţiilor de aplicare în producţie a rezultatelor; stagii reciproce în cercetare şi în producţie a cadrelor tinere.
- *Stimularea aplicării*, pe linie de stat, prin: directive, planificarea şi finanţarea activităţii de dezvoltare pentru temele prioritare (prototipuri, şantiere experimentale de mare anvergură), exploatarea brevetelor de invenţie etc.

În ansamblu, se apreciază că, exceptînd difuzarea cu întîrziere a rapoartelor, Congresul al V-lea CIB s-a evidenţiat printr-o organizare deosebit de bună, prilejuind un cadru prielnic pentru întîlnirea şi schimbul de experienţă între reprezentanţii celor doi poli ai procesului de cercetare-aplicare, pentru un preţios contact între specialiştii din cercetare, proiectare şi execuţie şi pentru dezbaterea, la un înalt nivel, a principalelor probleme şi soluţii tehnice care condiţionează progresul tehnic şi tehnologic în construcţii.

Aspectele şi concluziile mai importante reieşite din rapoartele şi dezbaterile congresului pentru fiecare temă, vor fi prezentate în cronici separate în numerele viitoare ale revistei.

RECENZII

Dan Viespescu şi Mihai Platon

TEHNOLOGIA LUCRĂRILOR DE BETON PRECOMPRIMAT

Bucureşti, Editura tehnică 1971
184 pag. 101 fig.

Deşi domeniul aplicării betonului precomprimat în România se lărgeşte an de an, nivelul informării interne asupra realizărilor noastre rămîne în continuare deficitar. Probabil că în mare măsură lipsa de iniţiativă a specialiştilor, dar şi absenţa unei orientări ferme din partea editurilor explică această situaţie, care obiectiv stă la baza reticenţei multor ingineri faţă de tehnica precomprimării, necunoaşterea situaţiei de fapt constituind uneori justificarea neîncrederii în forţele proprii. .

În mod paradoxal, putem afirma că în străinătate, datorită difuzării largi la Congresul VI al Federaţiei Internaţionale a Precomprimării de la Praga a broşurii „Realisations en béton précontraint", şcoala inginerească română în beton precomprimat — pentru că putem afirma astăzi, după 10 ani de dezvoltare în masă, că există o asemenea şcoală bazată pe concepţii şi tehnologii proprii — este de fapt mai cunoscută decît în ţară.

Lucrarea *Tehnologia lucrărilor de beton precomprimat* constituie o primă şi merituoasă iniţiativă pentru informarea cercurilor largi de constructori asupra metodelor folosite în prezent pentru realizarea betonului precomprimat în ţara noastră, contribuind astfel în mod esenţial la completarea unei lacune importante în documentarea tehnică autohtonă.

Lucrarea se deschide cu o scurtă introducere asupra utilizării betonului precomprimat în construcţii, în care se dau principalele definiţii şi noţiuni, terminologia specifică şi unele aspecte tehnico-economice.

Cap. II tratează executarea armăturilor pentru betonul precomprimat, prezentînd caracteristicile mecanice ale oţelurilor, modul de confecţionare a armăturilor, realizarea canalelor pentru armături postîntinse, montarea armăturilor pretensionate.

În cap. III se descriu principalele blocaje şi ancoraje utilizate în ţara noastră, insistîndu-se asupra condiţiilor de control şi recepţie, precum şi modul de armare a zonelor de ancorare.

Cap. IV analizează aspectele specifice pentru cofraje, tipare şi eşafodaje în cazul elementelor de beton precomprimat, insistînd asupra problemelor legate de asigurarea deformaţiilor libere la transfer. Se trec pe scurt în revistă şi unele precauţii speciale care trebuie avute în vedere la organizarea lucrărilor de betonare.

Capitolul V reprezintă o contribuţie în mare parte originală şi tratată la un înalt nivel calitativ asupra executării rosturilor la elemente de construcţie din bolţari sau panouri prefabricate asamblate prin precomprimare. Pe lîngă rosturi umede matate se dau, pentru prima dată, indicaţii constructive pentru realizarea rosturilor lipite, metodă de perspectivă pentru aplicarea prefabricării la construcţii inginereşti de mare deschidere.

Capitolul VI, referitor la pretensionarea armăturilor, este cel mai important, atît ca obiect, cît şi ca volum. După o scurtă trecere în revistă a principalelor utilaje de pretensionare — prese, pompe, furtunuri şi alte anexe — se prezintă pe larg lucrările pregătitoare, insistîndu-se asupra verificărilor prealabile necesare, în special a verificării pe şantier a valorilor forţei şi alungirii de control. Operaţiile propriu-zise de pretensionare sînt descrise detaliat cu fişele şi diagramele necesare pentru verificarea preciziei lucrărilor, analizîndu-se o serie de rezultate culese pe şantierele ţării noastre cu privire la calitatea operaţiilor de pretensionare a armăturilor postîntinse. Capitolul cuprinde şi prezentarea mai succintă a altor procedee de pretensionare: înfăşurare pe recipienţi circulari, metoda electrotermică, armături preîntinse pe standuri sau tipare portante.

Capitolul VII analizează operaţia de injectare a armăturilor postîntinse în canale. O atenţie deosebită se acordă condiţiilor speciale de injectare în timpul iernii.

Capitolul VIII tratează unele defecte curente la betonare şi metodele de reparare a acestora, în special cu folosirea răşinilor epoxidice.

Capitolul IX prezintă aspecte particulare ale manipulării, depozitării şi montajului elementelor de beton precomprimat.

Capitolul X încheie lucrarea cu o analiză adîncită a măsurilor privind tehnica securităţii muncii, prezentînd pe larg toate aspectele specifice betonului precomprimat şi insistînd asupra imi portanţei problemei în cazul acestei tehnici de vîrf, cu utilizarea maximă a calităţilor materialelor.

Lucrarea este redactată cursiv, figurile sînt clare şi atractive, permiţînd o lectură comodă. Deşi scrisă într-un limbaj nepretenţios, problemele sînt analizate cu rigoarea ştiinţifică necesară. Se evită insistarea inutilă pe teme neesenţiale şi, în schimb, se scot abil în evidenţă o serie de probleme conexe, foarte importante pentru calitatea operaţiilor de pretensionare şi care deseori sînt trecute cu vederea în cursul execuţiei.

Lucrarea are evident şi unele lipsuri. Probabil limitaţi de spaţiul acordat, autorii au trecut prea rapid peste problemele execuţiei betonului precomprimat cu armături preîntinse, în fabrici sau pe poligoane de prefabricate. De asemenea, ar fi fost util a se prezenta şi unele probleme de perspectivă ale tehnicii precomprimării cu armături postîntinse, care sînt de actualitate pe plan mondial, şi reprezintă jaloane de viitor pentru dezvoltarea în ţara noastră.

Se pot face şi unele observaţii de detaliu. De exemplu, nu se prezintă ancorajele individuale rezemate, cel mai curent folosite astăzi în fabricile de prefabricate; la rosturi era util să se descrie şi rosturile specifice recipienţilor; la tecile din PVC nu se indică limitarea domeniului de utilizare, şi altele.

Totuşi, aceste lipsuri de amănunt nu afectează calitatea de ansamblu a lucrării şi se pot corecta cu uşurinţă într-o eventuală ediţie viitoare.

În concluzie, trebuie salutată acţiunea autorilor şi a editurii, care au pus la dispoziţia constructorilor o lucrare mult aşteptată şi care va avea o contribuţie certă la familiarizarea cu tehnica precomprimării, la creşterea exigenţei calitative şi la dezvoltarea tehnicii betonului precomprimat.

Dr. ing. M. Tannenbaum
INCERC

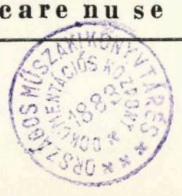
Recomandări pentru autori

Inginerii constructori din cercetare, învăţămînt, proiectare şi execuţie, care trimit articole spre publicare, sînt rugaţi insistent să ţină seama de următoarele :

TEXTUL	● nici un articol care reproduce lucrări sau părţi esenţiale ale unor lucrări ale autorului apărute anterior în ţară nu va fi publicat în revistă ; ● articolul va fi trimis în **două** exemplare dactilografiate la două rînduri (*nu se primesc materiale scrise pe foiţă*) ; ● articolul nu va depăşi **10—12** pagini ;
ILUSTRAŢIA	● figurile care ilustrează articolul vor fi desenate pe calc, pe format de 18—24 cm maximum ; ● fotografiile care însoţesc, eventual, articolul vor fi pe hîrtie lucioasă (format 9 × 12 minimum) şi vor avea definiţie bună şi contrast cît mai puternic ; în cazul în care felul cum trebuie aşezată fotografia nu reiese evident din subiectul fotografiat, se va indica marginea superioară printr-o săgeată, pe reversul fotografiei ; ● explicaţiile materialului ilustrativ se vor scrie separat de textul articolului, iar pe reversul fiecărei figuri sau fotografii se va indica numărul corespunzător trimiterii din text ;
FORMULELE	● formulele care cuprind litere greceşti sau alte simboluri, ce nu există pe claviatura maşinii de scris, vor fi scrise de mînă **foarte citeţ** ; ● indicii şi exponenţii vor fi plasaţi cu toată atenţia ca atare, astfel încît să nu fie posibilă nici o confuzie ;
BIBLIOGRAFIA	● bibliografia articolului va cuprinde : numele şi prenumele (în această ordine) autorului lucrării consultate şi titlul lucrării (în limba originală, dacă lucrarea nu a fost tradusă în l. română) ; apoi — dacă este vorba de o carte : localitatea unde s-a publicat, editura, anul de apariţie ; dacă este vorba de o revistă : titlul revistei (în original), ţara unde apare, numărul şi anul apariţiei ;
REZUMATUL	● pe o foaie separată se va prezenta un rezumat de maximum 10 rînduri al articolului, acest rezumat urmînd a fi tradus de redacţie în limbile engleză, franceză, germană şi rusă ;
AUTORUL	● articolul va fi iscălit cu prenumele întreg (nu iniţiale) şi numele autorului sau autorilor, sub care se va nota locul de muncă ; ● pe copia articolului, la sfîrşit, se va nota clar adresa şi numărul de telefon unde redacţia poate lua contact cu autorul.

Programarea articolelor acceptate spre publicare va fi făcută în funcţie de spaţiul disponibil pentru materia de specialitate respectivă şi ţinîndu-se seama de data primirii la redacţie a formei finale a articolului.

Manuscrisele neacceptate spre publicare nu se restituie autorilor.



Apar în curînd

„AGRESIVITATEA NATURALĂ PE TERITORIUL ROMÂNIEI ŞI ADOPTAREA MĂSURILOR CORESPUNZĂTOARE PENTRU LUCRĂRILE DE BETON ŞI BETON ARMAT"

Lucrarea sintetizează studiile şi cercetările efectuate în ultimii 10 ani, explicînd fenomenele de agresivitate naturală pe baza datelor obţinute din cercetări, detaliind, unde este cazul, prevederile din prescripţiile tehnice.

Lucrarea va avea cca 320 pagini, hărţi şi tabele.

Preţul unui exemplar 35 lei.

„PROIECTAREA STÎLPILOR DE BETON ARMAT"

Tabele şi exemple de calcul pentru dimensionarea şi verificarea secţiunilor dreptunghiulare solicitate la compresiune excentrică oblică — Metoda la stări limită.

Preţul unui exemplar 35 lei.

Unităţile şi persoanele interesate urmează să înainteze comenzile pentru rezervarea exemplarelor necesare „Redacţiei publicaţiilor pentru construcţii", strada Episcopiei 9, Sectorul 1, Bucureşti.

1972 MAY 1 0

C.D.C.A.S. — REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII
BUCUREȘTI — Str. EPISCOPIEI Nr. 9, Sector 1

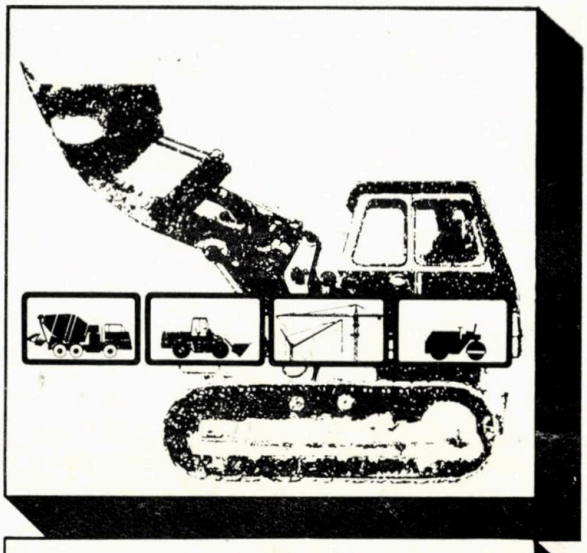
Taxele poștale plătite în numerar pentru anul 1972
conform aprobării D.P.D.P. nr. 10/10 556/1970.

=1688

CONSTRUCȚII

04

2 □ 1972



MAŞINI DE CONSTRUCŢIE

MAŞINI PENTRU MATERIALE DE CONSTRUCŢIE

MAŞINI PENTRU PRODUSE CERAMICE

puteţi găsi la Tîrgul de la Hanovra

Numeroase produse internaţionale vă stau la dispoziţie dacă doriţi să investiţi cu succes.

HANNOVER MESSE 1972

Joi 20—Vineri 28 aprilie

Piaţa viitorului economiei noastre

Prospectul de specialitate cu lista expozanţilor din această branşă se obţine gratuit prin:

PUBLICOM

Deutsche Messe- und Ausstellungs — AG
D — 3 000 Hannover — Messegelände
Tel.: (05 11) 89 — 1, Telex: 09 22728

CONSTRUCȚII

▫1972

Nr. 2/1972
ANUL XXIV

SZABÓS MŰSZAKI KÖNYVTÁR
DOKUMENTÁCIÓS OSZTÁLY
1893

CUPRINS

Ing. Alfons IRINESCU

Tehnologia executării lucrărilor de fundații la cuptorul Heurtey pentru tratament termic la U. M. G. B. 1

Prof. ing. Constantin AVRAM și prof.dr. ing. Valentin BOTA

Grinzi compuse oțel pretensionat—beton 7

Ing. Magdalena TOMA, ing. Florea DUMITRESCU

Economia de metal ce se poate realiza la halele industriale cu structură mixtă prin înlocuirea elementelor de acoperiș din beton greu cu elemente din beton ușor. 16

Ing. Dan IVANOV și progr. Sanda TURBURI

Utilizarea calculatorului electronic pentru optimizarea amplasării investițiilor 18

Dr. ing. Ida DUMITRESCU, ing. Sanda MANOLIU

Date experimentale privind rezistența la îngheț-dezgheț a betoanelor cu agregate reactive cu alcaliile din ciment 24

Ing. Aurel ȘTEFĂNSCU—GOANGĂ

Contribuții la ameliorarea preciziei metodelor de determinare nedistructivă a rezistenței betonului 27

Dr. ing. Iosif DEUTSCH

Studiul determinării eforturilor unitare în stadiul II la elementele de beton armat solicitate la încovoiere cu forță tăietoare 36

Ing. Horia BUSUIOC și ing. Ștefan VINTILĂ

Prefabricarea complexă a instalațiilor pentru construcții 43

CRONICĂ

RECENZII

DOCUMENTARE

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR
INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACŢIE

Ing. EM. BAICULESCU
director I.P.I.M.C.

Acad. prof. ing. ŞT. BĂLAN
preşedinte secţia construcţii C.N.I.T.

Acad. prof. ing. A. BELEŞ
Institutul de construcţii Bucureşti

Ing. T. BIGAN
şef sector, Ministerul Construcţiilor Industriale

Ing. CĂLIN DAN
T.L.S. Bucureşti

Ing. R. CIOROIU
adjunct al ministrului construcţiilor industriale

Ing. C. DIACONU
consilier I.S.P.E.

Prof. dr. D. DUMITRESCU
Institutul de construcţii Bucureşti

Ing. V. DUMITRESCU
director tehnic, T.M.B.

Ing. D. ELIADE
şef sector tehnic, Ministerul Construcţiilor Industriale

Dr. ing. I. FĂCĂOARU
şef secţie, INCERC

Prof. dr. V. FOCŞA
Institutul politehnic Iaşi

Ing. D. GHIŢESCU
şef secţie, INCERC

Ing. MIRCEA IATAN
director cu pregătirea lucrărilor, T.I.I.Ch.B.

Ing. PANAIT IONESCU
director producţie, T.M.U.Ch.B.

Ing. N. LASZLO
director tehnic, I.S.A.R.T.

Prof. ing. D. MATEESCU
Institutul politehnic Timişoara

Ing. HERCULE MĂNESCU
director, C.O.C.C.

Prof. ing. M. MIHAILESCU
Institutul politehnic Cluj

Ing. I. NEAGU
director, DSAPC Braşov

Ing. R. NEGRU
consilier al preşedintelui C.N.S.T.

Ing. D. NICULESCU
ing. şef, IPROCHIM

Ing. T. PATELLI
director general, T.C.I. Iaşi

Ing. M. POPOVICI
director general, T.C.I. Cluj

Ing. M. RAMBA
director, C.S.E.A.L.

Ing. ST. RĂDVAN
director tehnic, T.C.M. Galaţi

Ing. M. SIMNICEANU
director, Ministerul Construcţiilor Industriale

Prof. ing. I. STĂNCULESCU
prorector, Institutul de construcţii Bucureşti

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU
ing. şef Laborator central M.C. Ind.

Ing. A. STĂNESCU
consilier al ministrului construcţiilor industriale

Ing. A. TACORIAN
şef sector, Ministerul Construcţiilor Industriale

Ing. I. TORINGHIBEL
director, I.C.H. Constanţa

Ing. I. VASILESCU
director general, C.I.P.B. (M.I.M.C.)

Ing. M. VERNESCU
ing. şef, I.P.C.M. Bucureşti

Ing. P. VERNESCU
director, I.P.C.

REDACTOR RESPONSABIL

Ing. M. LUPAN
director adjunct ştiinţific, INCERC

EDITOR:

CDCAS — Redacţia publicaţiilor pentru construcţii,
Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuţa poştală nr. 2980, Of. poştal 22, Telefon: 16 49 14

ŞEFUL REDACŢIEI : *Alexandru Tinţăreanu*

REDACTORUL EDIŢIEI : *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACŢIE : *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I. P. Informaţia — str. Brezoianu nr. 23 — Bucureşti

SUMMARY

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁRES DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

A. IRINESCU : The technology of foundation works for the Heurtey heat — treatment furnace at the Heavy machines plant of Bucharest

The article presents the problems raised and solutions adopted connected with the construction of the furnace for the secondary heat treatment of the normal parts and turbine rotors of over 12 m in length, within the "Heavy machines plant" of Bucharest.

Owing to the great dimensions of the parts to which this structure is intended, its construction has been of a unique type, not only in Romania, but in South-East Europe as well.

C. AVRAM, V. BOTA : Composite beams of prestressed steel and concrete

The constructive structure and the calculus of composite beams of prestressed steel and concrete is given in the article.

After a description of the solutions used and of the field of application, the authors deal with the calculus of these, in the elastic and plastic states.

The influence of prolonged loading leading to loss in prestressing is pointed out.

In the final part, the results of some tests confirming the theoretical calculus data are described.

M. TOMA, F. DUMITRESCU : Steel saving obtainable in the building of industrial halls of a composite structure feasible by replacing heavy concrete roofing elements by light concrete ones

The authors emphasize one of the most important economic aspects — steel saving — which plead for replacing the usual aggregates by light aggregates(explanded clay) in the production of reinforced concrete and prestressed concrete elements made of light high — strength concrete.

D. IVANOV, S. TURBURI : Using computers to optimize the location of buildings

The article presents an original method of optimizing the location of a new building.

The method relies on the „Electre" procedure worked out by SEMA, improved by some original estimation procedures. The general algorithm for solving the problem is also presented as well as the general data of the program worked out on the IRIS-50 computer.

The results achieved allow the objective choice of a solution able to minimize the investment costs.

I. DUMITRESCU, S. MANOLIU : Experimental data concerning freeze — thaw resistance of concretes with aggregates reacting with the alkalis in the cement

The authors briefly present the results of researches carried out concerning freeze-thaw resistance of concretes with aggregates entering in reaction with the alkalis contained in the cement. Concrete behaviour to freeze-thaw was observed by measuring the dynamic modulus of elasticity, using the resonance method.

All the data obtained during this research confirmed the hypothesis concerning the negative influence exerted on the freeze-thaw resistance of the concretes by the presence in the aggregates of the elements reacting with the cement alkalis.

A. STEFĂNESCU-GOANGĂ : Contributions to the improvement of the accuracy of the non-destructive method of determining the strength of concrete

The method proposed by the author provides, in a first stage, for a determination of the concrete's strength based on a relation comprising the ultrasonic spread velocity and the cement ratio. Other parameters, which have influenced the speed-strength correlation (type of cement, age of concrete) retain their influence also in this case, as well as the maintenance conditions (moisture) and the additive in the concrete bulk.

The basic idea of the relation is that the dosage has a much greater influence than the other parameters and, consequently, it is worth entering in the fundamental relation. The author came to this conclusion as a result of observations that between the bulk specific gravity and the speed there is a good correlation, but when a correlation between the bulk specific gravity and the strength is attempted, the last depends first of all on the cement ratio employed.

The article stresses the fact that the advantage of the proposed relation of transformation consists in avoiding the need of knowing the data concerning aggregates.

I. DEUTSCH : The study of determining the unit loadings in the second stage in reinforced concrete elements subjected to bending by shearing force

Using the so-called „comb" lay-out of the reinforced concrete elements, resulted from their oblique cracking in the area where the shearing forces act, the author determines by means of a computer, the values of efforts in the reinforcement and concrete, at various stages of loading.

A method of determining the cracks obliquity is given and the computation formulae of the efforts in lateral and longitudinal reinforcements are established, as well as the efforts in the area compressed by the concrete.

In conclusion, the variation of the tensile effort in the longitudinal reinforcement along the element is given.

H. BUSUIOC, ST. VINTILĂ : Complex prefabrication of building equipments

The article presents the basic principles concerning the organization of the complex workshops for prefabricating construction plants. The optimum design of the flow sheets in various processing shops is analyzed, as well as the best location of equipments within each shop, in order to obtain a maximum performance. For each technological line, the whole range of machine-tools required for prefabricating the sanitary-engineering installations (central heating, electrical, ventilation and climatization) are presented.

The problems analyzed and principles stated in the article result from the generalization of the experience accumulated in the field of prefabricating building plants and are confirmed by the successful results obtained by the complex shops put into operation so far.

The article was written with a view to facilitate the application of the enunciated principles in the usual practice of designing and execution of the prefabs shops.

SOMMAIRE

A. IRINESCU : La technologie de l'exécution des travaux de fondation au four Heurtey pour le traitement thérmique à l'Usine de fabrication des machines lourdes de Bucarest.

On présente dans l'article les problèmes surgis et les solutions adoptées pour la construction du four de traitement secondaire des pièces normales et de rotors de turbine de dimensions dépassant 12 m de longueur, dans le cadre de l'Usine de fabrication des machiens lourdes de Bucarest. L'ouvrage, à cause des grandes dimensions des pièces à traiter, est unique dans son genre, non seulement en Roumanie, mais aussi au niveau du sud-est Européen tout entier

C. AVRAM, V. BOTA : Poutres composées en acier prétensionné-béton

L'article présente la structure constructive et le calcul des poutres composées en acier pretensionné-beton. Après un exposé des solutions employées et leur domaine d'application, les auteurs passent au calcul de celles-ci dans le stade élastique et dans le stade plastique.

On met en évidence l'influence des charges de longue durée qui conduisent aux pertes de prétension. A la fin on expose les résultats des recherches qui confirment les données du calcul théorique.

M. TOMA, F. DUMITRESCU : L'économie de métal réalisable à la construction de halls industriels à structure mixte, en remplaçant les éléments de couverture en béton lourd par des éléments en béton léger

Les auteurs se sont proposé de relever un des aspects économiques majeurs — l'économie d'acier — qui plaide pour le remplacement des agrégats courants par des agrégats légers (l'argile expansée) dans la production des éléments en béton armé et précomprimé confectionés en bétons légers résistants.

D. IVANOV, S. TURBURI : L'emploi de l'ordinateur pour optimiser l'emplacement des constructions

L'article présente une méthode originale d'optimisation de l'emplacement d'une construction nouvelle. La méthode s'appuye sur le procedé ,,Electre'' élaboré par SEMA, amélioré à l'aide d'un nombre de procedés d'estimation originaux. On présente aussi l'algorithme général de la solution du problème, ainsi que des données générales concernant le programme élaboré sur l'ordinateur IRIS-50.

Les résultats obtenus permettent le choix objectif d'une solution vouée à reduire au minimum le montant de l'investissement.

I. DUMITRESCU, S. MANOLIU : Données expérimentales quant à la résistance au gel-dégel des bétons aux agrégats réactifs en présence des alcalis du ciment

Les auteurs présentent brièvement les résultats des recherches effectuées quant à la résistance au gel-dégel des bétons aux agrégats entrant en réaction avec les alcalis du ciment.

Le comportement des bétons au gel-dégel a été observé en mesurant le module dynamique d'élasticité, en employant la méthode de la résonance.

Toutes les données obtenues pendant les recherches ont confirmé l'hypothèse concernant l'influence négative que la présence dans les agrégats des éléments réactifs aux alcalis du ciment a sur la résistance au gél-dégel des bétons.

A. STEFĂNESCU-GOANGĂ : Contributions à l'amélioration de la précision des méthodes de détermination non-déstructive de la résistance du béton

La méthode proposée par l'auteur prévoit, dans la première étape, une détermination de la résistance du béton basée sur une relation comprenant la vitesse de propagation des ultra-sons et le dosage du ciment. D'autres paramètres, qui exerçaient une influence sur la corrélation vitesse-résistance (le type du ciment, l'age du béton) continuent à garder leur influence, ainsi que les conditions de conservation (humidité) et les adjuvants présents dans la masse du béton.

L'idée fondamentale de la relation est que le dosage a une influence beaucoup plus grande que les autres paramètres, donc il entre à juste titre dans la relation fondamentale. On est arrivé à cette conclusion à la suite d'observations qu'entre le poids spécifique apparent et la vitesse il y a une très bonne corrélation, mais quand on essaye une corrélation entre le poids spécifique apparent et la résistance, celle-ci dépend premièrement du dosage employé.

L'article met en évidence que l'avantage de la relation de transformation proposeé consiste dans le fait qu'elle écarte la nécessité de connaître les données concernant les agrégats.

I. DEUTSCH : L'étude de la détermination des efforts unitaires en seconde étape des éléments en béton armé, sollicités au fléchissement par force de cisaillement

En utilisant le schéma ,,en peigne'' des éléments en béton armé resulté par suite de leur fissuration oblique dans la zone où agissent les forces de cisaillement, l'auteur détermine à l'aide d'un ordinateur les valeurs des efforts dans l'armature et dans le béton en diverses étapes de charge.

Dans l'article on fait un exposé d'une méthode pour déterminer l'inclinaison des fissures et on établit des formules de calcul des efforts dans les aciers transversaux et les aciers longitudinaux, aussi que les efforts dans la zone soumise à la contrainte du béton.

En conclusion on expose les variations de l'effort de traction dans les aciers longitudinaux le long de l'élément.

H. BUSUIOC, ST. VINTILĂ : La préfabrication complexe des installations pour la construction

Les auteurs présentent les principes fondamentaux de l'organisation des ateliers complexes destinés à préfabriquer les installations nécessaires dans l'industrie du bâtiment. On analyse aussi la conception optimale du flux technologique dans les différentes sections d'usinage, ainsi que l'emplacement optime des équipements dans le cadre de chaque section, pour pouvoir obtenir un rendement maximum. Pour chaque ligne technologique on présente la gamme entière des machines-outils nécessaires à préfabriquer les installations technico-sanitaires, de chauffage central, électriques, de utilation et conditionnement de l'air.

Les problèmes analysés et les principes énoncés dans l'article dérivent de la généralisation de l'expérience accumulée dans le domaine de la préfabrication des installations et ils sont confirmés par les accomplissements des ateliers complexes mis au point jusqu'ici.

Le but poursuivi par l'article est de faciliter l'application des principes énoncés, dans la pratique courante d'établissement des projets et d'execution des ateliers de préfabrication.

INHALT

A. IRINESCU : Die Technologie der Ausführung der Fundamentarbeiten für den Heurtey - Wärmebehandlungsofen im Rahmen der Werke für Schwermaschinenbau, Bukarest

Im Beitrag werden die entstandenen Fragen als auch die für den Bau des Sekundär-Wärmebehandlungsofens für Normalteile und Turbinenlaufräder in Längen über 12 m im Rahmen des Werkes für Schwermaschinenbau, Bukarest angenommenen Lösungen besprochen. Auf Grund der grossen Abmessung der zu behandelnten Teile war dieser Bau nicht nur in Rumänien, sondern sogar in ganz Süd-ost Europa einzigartig.

C. AVRAM, V. BOTA : Träger aus vorgespanntem Stahl und Beton

Im Beitrag wird der konstruktive Aufbau und die Berechnung der aus vorgespanntem Stahl und Beton zusammengesetzten Träger besprochen. Eingangs werden die angewandten Lösungen und die Anwendungsgebiete vorgezeigt, wonach die Verfasser deren Berechnung im elastischen und plastischen Zustand durchführen. Es wird der Einfluss der Dauerbelastungen welche zu Vorspannungsverlusten führen, unterstrichen. Im Schlussteil werden die Ergebnisse von Versuchen, welche die Angaben der theoretischen Berechnungen bestätigen, aufgezeigt.

M. TOMA, F. DUMITRESCU : Die bei Industriehallen in Gemischtbauweise erzielbare Metalleinsparung, durch Ersetzen der Dachplatten aus Schwerbeton durch Leichtbetondachplatten

Die Verfasser wollen eine der bedeutendsten wirtschaftlichen Fragen — die Metalleinsparung — hervorheben, welche zu Gunsten der Ersetzung der üblichen Zuschlagstoffe durch leichte Zuschlagstoffe (Blähton) bei der Herstellung von bewehrten Betonfertigteilen und Spannbetonteilen aus Widerstandsleichtbeton spricht.

D. IVANOV, S. TURBURI: Die Anwendung der Elektronenrechner für die Optimierung der Lage von Investitionen (Neuanlagen)

Im Beitrag wird eine originelle Methode zur Optimierung der Lage einer Investition mitgeteilt. Die Methode beruht auf dem von SEMA ausgearbeiteten ,,Electro-"Verfahren, welches durch einige originelle Bewertungsverfahren verbessert wurde. Es wird der allgemeine Algorithmus der Lösung der Frage, als auch allgemeine Angaben über das für den Elektronenrechner IRIS-50 ausgearbeitete Programm besprochen.

Die erzielten Ergebnisse gestatten die objektive Wahl einer Lösung und gleichzeitige minimale Investitionskosten.

I. DUMITRESCU, S. MANOLIU : Versuchsangaben über die Wechselklima-Beständigkeit der Betone mit gegen Zementalkalien reaktiven Zuschlagstoffen

Die Verfasserinnen besprechen kurz die Ergebnisse der über die Wechselklima-Beständigkeit (Frost-Auftauen) der Betone, deren Zuschlagstoffe mit den Zementalkalien in Reaktion eingehen durchgeführten Forschungsarbeiten.

Das Verhalten der Betone bei Wechselklima wurde durch Messen des dynamischen Elastizitätsmoduls, unter Anwendung der Resonanzmethode, verfolgt.

Sämtliche während der Forschungsarbeiten erhaltenen Angaben haben die Annahme des ungünstigen Einflusses bestätigt, welchen das Vorhandensein der mit Alkalien reagierenden Zementbestandteile auf die Wechselklimabeständigkeit der Betone ausüben.

A. STEFĂNESCU-GOANGĂ : Beiträge zu einer höheren Gengkeit der zerstörungsfreien Methoden zur Bestimmung der Betonfestigkeit

Die vom Verfasser vorgeschlagene Methode sicht in der ersten Etappe eine Bestimmung der Betonfestigkeit auf Grund eines Verhältnisses, vor, welches die Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Ultraschalls und die Zementdosierung beinhaltet. Andere Parameter, welche die Korrelation Geschwindigkeit — Festigkeit (Zementart, Betonalter) beeinflusst haben, behalten auch in diesem Falle ihre Beeinflussung bei, als auch die Lagerungsbedingungen (Feuchtigkeit) und die in der Betonmasse vorhandenen Zuschlagstoffe.

Die Grundidee der Beziehung besteht darin, dass die Dosierung einen viel stärkeren Einfluss ausübt als die übrigen Parameter und folglich in das Grundverhältnis eingehen muss.

Zu dieser Schlussfolgerung ist man als Folge der Feststellung gelangt, dass zwischen der Rohwichte und der Geschwindigkeit eine sehr günstige Korrelation besteht, und wenn der Versuch einer Korrelation zwischen Rohwichte and Festigkeit angestellt wird, diese in erster Reihe von der angewandten Dosierung abhängt.

Im Beitrag wird unterstrichen, dass der Vorteil der vorgeschlagenen Umwandlungsbeziehung in der Beseitigung der Notwendigkeit bestimmte Angaben über die Zuschlagstoffe zu kennen, besteht.

I. DEUTSCH : Das Studium der Bestimmung der Einheitsspannungen II. Stadiums bei den mit Schnittkräften auf Biegung belasteten Stahlbetonbauteile

Durch Anwendung des sogenannten ,,Kamm"-Schemas der Stahlbetonbauteile, welche durch deren Querriss im Bereich in welchem die Schnittkräfte wirken, entstehen, bestimmt der Verfasser auf rechnerischen Wege (mit einem elektronischen Rechner) den Wert der Spannungen in der Bewehrung und im Beton in verschiedenen Belastungsstadien.

Im Beitrag wird eine Methode zur Bestimmung der Neigung der Risse gegeben und Berechnungsformeln für die Spannungen in der Querund Längsbewehrung, als auch für die Spannungen im zusammengedrückten Bereich des Betons festgelegt.

Zum Schluss wird die Anderung der Dehnungskraft in der Längsbewehrung längs de Bauteiles gezeigt.

H BUSUIOC, ST. VINTILĂ : Die komplexe Vorfertigung der Installationen für Bauten

Im Beitrag werden die Grundlagen der Organisierung von komplexen Werkstätten für die Vorfertigung der für Bauwerke bestimmten Installationen besprochen. Desgleichen wird die optimale Projektierung des technologischen Flusses in den verschiedenen Bearbeitungsabteilungen als auch die beste Aufstellung der Ausrüstungen im Rahmen jeder Abteilung, zwecks Erreichen einer maximalen Leistung, untersucht. Für jede technologische Linie werden sämtliche für die Vorfertigung der technisch-sanitären Installationen, der Heizungs-, Lüftungs- und Klimaanlagen als auch der elektrischen Anlagen nötigen Werkzeugmaschinen aufgezeigt.

Die im Beitrag untersuchten Fragen und angegebenen Prinzipien sind ein Ergebnis der Verallgemeinerung der auf dem Gebiete der Vorfertigung der Installationen gewonnenen Erfahrung und werden durch die Ergebnisse bestätigt, welche von den bisher organisierten komplexen Werkstätten erreicht wurden.

Zweck dieses Beitrages war es desgleichen, die Anwendung der aufgeführten Prinzipien in der laufenden Projektierungsarbeit und der Ausführung der Fertigteilwerkstätte zu erleichtern.

СОДЕРЖАНИЕ

А. ИРИНЕСКУ : Технология производства фундаментных работ для печи типа Хертей для тепловой обработки на Заводе тяжёлых машин в Бухаресте

В статье изложены возникающие проблемы и принятые решения при возведении печи, необходимой для вторичной тепловой обработки нормальных изделий и роторов турбин длиной более 12 м, изготовляемых на Заводе тяжёлых машин в Бухаресте. Работа, учитывая большие размеры изделий, которые должны были подвергаться обработке, носила уникальный характер не только в отечественном масштабе, но и на уровне всего европейского континента.

К. АВРАМ, В. БОТА: Балки из предварительно напряженной стали и бетона

В статье представлены компоновка и расчет балок из предварительно напряженной стали и бетона. После испытания использованных решений и области применения, авторы переходят к их расчету в упругой и пластической стадии. Подчеркнуто влияние долговременных нагрузок, которые приводят к потерям преднапряжения. В заключении приведены результаты испытаний, которые подтверждают данные теоретического расчета.

М. ТОМА, Ф. ДУМИТРЕСКУ: Экономия металла, которую можно получить при возведении промышленных цехов со смешанной несущей схемой, заменяя элементы покрытия из тяжелого бетона элементами из легкого бетона

Авторы задались целью выявить один из важнейших экономических аспектов — экономия стали — который говорит в пользу замены в производстве железобетонных и преднапряженных несущих легких элементов обычных агрегатов легкими из вспученной глины.

Д. ИВАНОВ, С. ТУРБУРИ: Применение Электронновычислительной машины (ЭВМ) для оптимизации размещения капиталовожений

В статье представлен собственный метод оптимизации размещения капиталовложения. Метод основывается на способе ,,Электре'', разработанным СЕМА и улучшенным некоторыми приёмами оценки, предложенными авторами.

Представлен и общий алгорифм для решения проблемы, а также и общие данные, касающиеся программы, разработанной для ЭВМ ИРИС-50.

Получаемые результаты допускают объективный выбор решения минимализируя капиталовложения.

И. ДУМИТРЕСКУ, С. МАНОЛИУ: Экспериментальные данные, касающиеся морозостойкости бетона, агрегаты которого реагируют со щелочами

Авторы, вкратце, представляют результаты исследований, произведенных по вопросу морозостойкости бетона, агрегаты которого реагируют со щелочами, находящимися в цементе.

Поведение бетона при испытаниях наблюдалось при помощи измерения динамического модуля упругости, применив метод резонанса.

Все данные, полученные при испытаниях, подтвердили предположение отрицательного влияния, которое сказывается на морозостойкости бетонов, агрегаты которых реагируют со щелочами, находящимися в цементе

А. ШТЕФЭНЕСКУ-ГОАНГЭ: К увеличению точности методов адиструктивного определения прочности бетона

Метод, предложенный автором предусматривает определение прочности бетона, в первую очередь основываясь на соотношении, в котором участвует скорость распространения ультразвуков и дозировка цемента. Прочие параметры, которые влияют на соотношение скорость-прочность (вид цемента, возраст бетона) сохраняют свое влияние и в данном случае, так же как условия хранения (влажность) и примеси, существующие в массе бетона.

Основная идея заключается в том, что количество цемента имеет влияние много большее, чем все остальные параметры, а следовательно, достойно быть включено в основное соотношение. К этому заключению пришли после того как было замечено, что между плотностью и скоростью существует хорошее соотношение, а при попытке установить соотношение между плотностью и прочностью, оно зависит, в первую очередь, от использованного количества цемента.

В статье подчеркивается, что достоинство предложенного приведенного соотношения состоит в том, что исключается необходимость располагать данными, касающимися агрегатов.

И. ДЕЙЧ: Исследование определения удельных усилий, возникающих во второй стадии в железобетонных элементах, подвергаемых изгибу с продольной силой

Используя так называемую ,,гребёночную'' схему железобетонных элементов, получающуюся при косом растрескивании этих элементов, в зоне в которой действуют продольные силы, автор при помощи расчёта (используя ЭВМ) определяет значения усилий в арматуре и бетоне при различных стадиях нагружения.

В статье указан метод определения наклона трещин и даны расчётные формулы для расчёта продольной и поперечной арматуры и усилий в сжатой зоне бетона. В заключении указано изменение растягивающего усилия, возникающего в продольной арматуре.

Х. БУСУЁК, ШТ. ВИНТИЛЭ: Комплексная сборность строительных проводок и установок

В статье представлены основные принципы организации комплексных мастерских для подготовки сборных строительных проводок и установок, анализируется оптимальное проектирование технологических потоков в различных отделениях, а также оптимальное размещение оборудования в рамках каждого отделения, все эти меры преследуя цель достижения максимального к.п.д. Для каждой технологической линии представлен полный диапазон машин, необходимых для сборных узлов сантехнических, центрального отопления, вентиляционных, для электропроводок и кондиционирования воздуха.

Проанализированные проблемы и изложенные принципы являются результатом обобщения опыта, накопленного в области работ такого рода и подтверждаются работами, выполненными до настоящего времени комплексными мастерскими.

В статье, авторы пытаются облегчить применение в каждодневной практике, изложенных принципов проектирования и выполнения мастерских для сборных проводок и установок.

TEHNOLOGIA EXECUTĂRII LUCRĂRILOR DE FUNDAȚII LA CUPTORUL HEURTEY PENTRU TRATAMENT TERMIC LA U.M.G.B.

Ing. **ALFONS IRINESCU**
I.C.S.I.M.

Secția de tratament termic din cadrul Uzinei de mașini grele București este destinată executării tratamentului termic secundar, atît pentru piese de dimensiuni normale, cît și pentru rotoare de turbină cu lungimi de peste 12 m.

Dotarea secției cu un cuptor (furnizor firma Heurtey — Franța) care să asigure tratamentul termic secundar pentru piese de asemenea dimensiuni a ridicat probleme neobișnuit de grele, atît în proiectare, cît și în execuție.

Aceste probleme au fost ridicate de aspectul de inedit al lucrării, care nu numai că reprezintă singura lucrare de acest gen din țara noastră, dar are caracter de unicat pe continent, unde nu există actualmente un alt cuptor care să permită tratarea unor piese de asemenea dimensiuni sau apropiate.

Desigur că dificultatea principală este generată de faptul că arborii rotori de lungimi mari nu pot fi tratați în cuptoare dezvoltate pe orizontală, neexistînd posibilitatea eliminării deformațiilor.

În această situație, singura soluție în discuție nu era decît dezvoltarea cuptoarelor pe verticală.

S-au luat în discuție cele două soluții posibile:

— executarea cuptorului cu dezvoltare parțială deasupra cotei ± 0,00 a halei;

— executarea cuptorului integral sub cota ± 0,00.

Din capul locului, prima soluție apărea total neindicată, dată fiind prezența apei subterane la —9 m. Se impunea deci executarea a circa 14 m din cei 20 m înălțime utilă a cuptorului peste nivelul cotei ± 0,00. Acest fapt genera următoarele dezavantaje:

— supraînălțarea exagerată a halei pentru a permite manevrarea cu ajutorul podului rulant a pieselor;

— executarea unei platforme de dimensiuni uriașe la nivelul cuptorului pentru a permite desfășurarea manevrelor sus-amintite;

— gradul sporit de dificultate și periculozitate al unei asemenea tehnologii;

— costul ridicat al lucrării, dictat tocmai de dezavantajele menționate mai sus.

În mod firesc deci, proiectanții s-au oprit asupra celei de a doua soluții, și anume executarea cuptoarelor sub cota ± 0,00.

Problemele cele mai grele ce apăreau în aplicarea acestei soluții erau ridicate de necesitatea de a străpunge două pînze de apă subterană.

★

În urma efectuării studiului tehnico-economic, s-a prevăzut executarea a trei cuve circulare subterane, dintre care două laterale, cu adîncimea utilă de —12,50 m, și una centrală, cu adîncimea utilă de —20,00 m. Acestea sînt amplasate în deschiderea centrală a halei, care se desfășoară pe o suprafață de 9800 m², cu două deschideri de 24 m și una centrală de 30 m. Pe verticală, hala atinge 19 m înălțime, la cornișa deschiderilor laterale, și 35,20 m în deschiderea centrală.

Structura de rezistență a halei: este alcătuită din elemente metalice, iar învelitoarea din chesoane de beton armat.

Cota de fundare a stîlpilor halei, între —10 și —11 m pentru deschiderea centrală, și —8,50 m pentru deschiderile laterale. Cota de fundare a cuvelor: —16,00 m pentru cuvele laterale și —26,00 m pentru cuva centrală. Diametrul util al cuvelor: 14 m.

Pentru execuția cuvelor în care urmau să se instaleze cuptoarele pentru tratarea arborilor de turbine de lungimi mari s-au luat în discuție următoarele soluții posibile uzuale:

— *Cheson închis*: Soluția a fost respinsă fiind neindicată pentru adîncimi atît de mari, unde presiunile hidrostatice depășesc posibilitățile de execuție în acest sistem.

— *Cheson deschis*: Această metodă duce la afuierea terenului pe zone întinse ceea ce ar fi generat soluții scumpe și complicate pentru fundațiile stîlpilor halei care, în aceste condiții, trebuiau să ajungă pînă la cote inferioare celor ale cuvelor.

— *Incintă de palplanșe generală, comună pentru toate cuvele*: Această soluție se caracterizează prin cost ridicat, datorită volumului mare de palplanșe, și prin timp de execuție îndelungat.

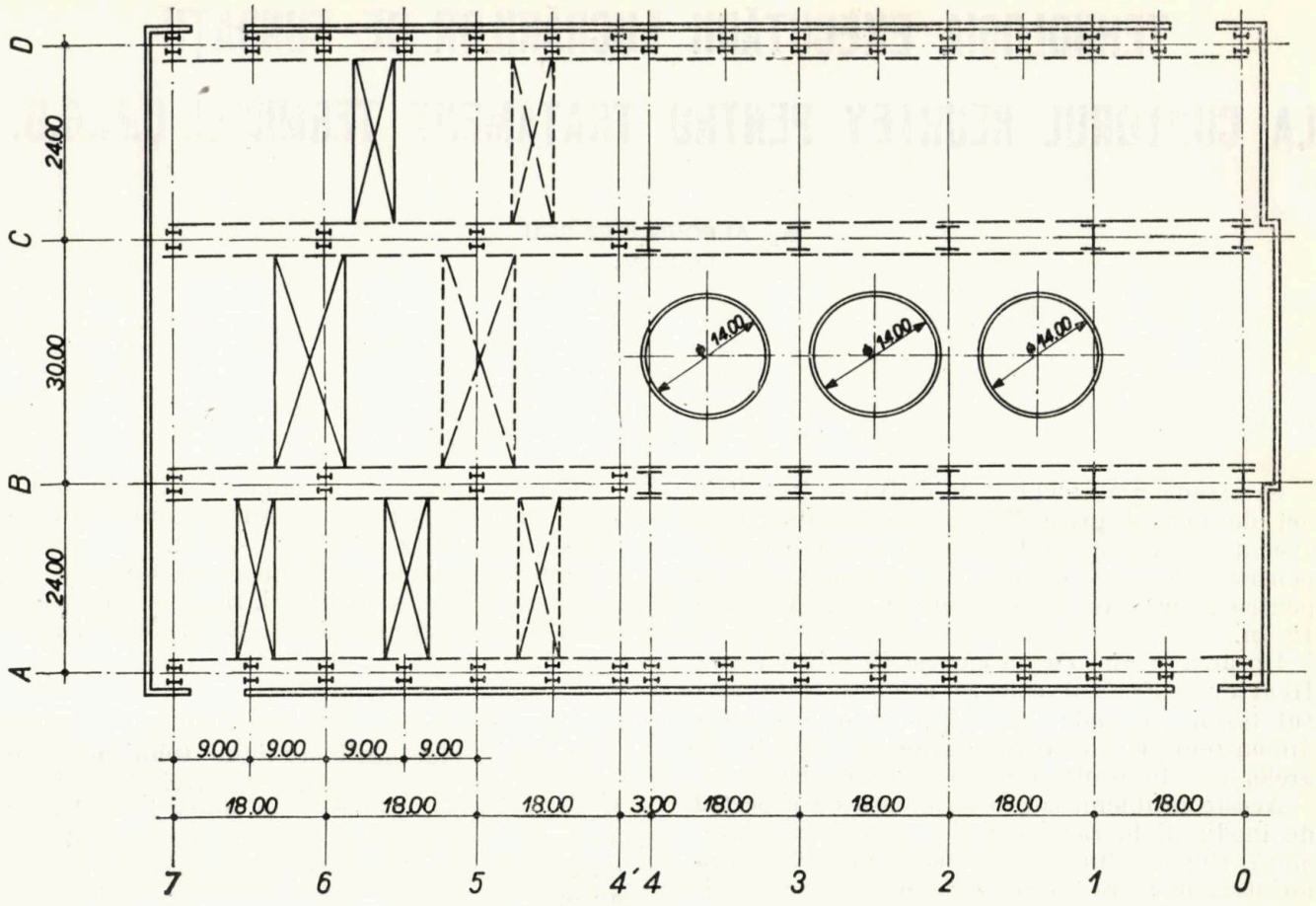


Fig. 1 — Hala de tratament termic. Plan

S-a adoptat soluţia cu incinte de palplanşe individuale pentru fiecare cuvă, care prezintă avantajul unei execuţii sigure şi rapide, condiţie impusă de necesitatea intrării rapide în circuitul economic naţional a acestei hale.

Execuţia lucrării s-a prevăzut în următoarele etape :

— excavarea terenului pînă la cota —8,00 m pe întreaga suprafaţă ocupată de cele trei cuptoare (apa subterană se află la — 9 m) ;

— amenajarea unei platforme de lucru la această cotă ;

— baterea palplanşelor de 12 m lungime la cele trei incinte ;

— excavarea terenului, executată eşalonat în cele trei incinte, concomitent cu betonarea în inele a palplanşelor pentru a prelua împingerile pămîntului ;

baterea la cuva centrală a unei a doua incinte de palplanşe de la cota —16 m în jos, pentru a asigura atingerea cotei de —26,0 m, necesară fundării cuptorului central ;

— execuţia cuvelor propriu-zise, concomitent cu atacarea lucrărilor de fundaţii la hala centrală. Este de remarcat că fundaţiile halei centrale nu puteau fi atacate decît după atingerea cotei finale, cînd nu mai exista pericolul afuierii terenului vecin cuvelor şi exista posibilitatea consolidării acestuia în eventualitatea producerii în prealabil a unor afuieri.

Diametrele incintelor palplanşelor sînt de 17,20 m pentru incintele laterale şi pentru cea centrală de la cota —16,00 m în jos şi de 20,00 mm pentru incinta centrală, de la cota —8,50 m.

Cuvele propriu-zise sînt de beton armat şi au pereţi circulari şi un radier masiv care, în afara rolului său tehnologic, constituie şi un lest, capabil să preia presiunile hidrostatice care acţionează de jos în sus.

Izolarea hidrofugă a cuvelor s-a realizat prin înglobarea în radier şi pereţi a unei mantale din tablă de 6 mm grosime, prevăzută a se executa odată cu turnarea cuvei, din tole asamblate prin sudură.

TEHNOLOGIA ŞI ORGANIZAREA EXECUTĂRII LUCRĂRILOR

1. Excavarea terenului pînă la cota —8,00 m pe amplasamentul celor trei cuve pentru a crea o platformă de lucru la această cotă.

S-a folosit un excavator cu lingură dreaptă cu capacitatea de 2 m^3, coborît la —8,00 m.

Transportul pămîntului s-a făcut cu maşini care circulau în circuit închis pentru a nu exista timpi morţi.

2. Amenajarea unui drum pavat de acces şi a unei reţele de drumuri pe platforma de la nivelul —8,00 m.

3. Executarea celor trei incinte circulare din palplanşe tip Larsen 4, baterea palplanşelor efectuîndu-se cu ajutorul unei vibrosonete acţionate electric. Organizarea executării acestei operaţii s-a conceput în felul următor:

— asamblarea incintei din palplanşe deasupra platformei de batere cu ajutorul unei macarale şi al vibrosonetei, care introducea palplanşele în pămînt pe o adîncime de 1,5 — 2 m;

— baterea în elice a palplanşelor cu ajutorul vibrosonetei.

Palplanşele nu au putut fi introduse în teren cu ajutorul vibrosonetei decît pe jumătate din lungimea lor (6 m). Pentru a fi introduse integral s-a recurs la un ciocan pneumatic de 5 tone, instalat cu ajutorul unei lumînări de batere pe o macara cu şenile de 16 tone, amplasată în afara incintei.

4. Excavarea terenului în incinte, prevăzută prin proiect a se executa manual.

Această operaţie nu putea fi efectuată decît după executarea baterii palplanşelor la toate cele trei incinte pentru a evita efectele produse de transmiterea şocurilor de batere de la incintele vecine.

Excavarea nu putea fi efectuată în paralel la cele trei incinte, deoarece exista pericolul unor împingeri laterale excentrice, pentru care cămaşa de beton nu era calculată. Săpătura urma să se execute pe adîncimi de 1,00 m, cu betonarea palplanşelor pe această înălţime şi continuarea în acelaşi sistem pînă la cota finală.

Săpătura era prevăzută manual deoarece prezenţa unui utilaj de săpat pe mal ar fi creat împingeri suplimentare excentrice.

Dat fiind termenul extrem de scurt în care trebuia executată lucrarea, constructorul a reconsiderat calculele şi a schimbat tehnologia preconizată prin proiect. Astfel, s-a hotărît executarea săpăturii cu un excavator graifăr avînd capacitatea de 1,00 m³, amplasat pe platforma de la cota —8,00 m. Pasul săpăturii s-a stabilit la 2,00 m în loc de 1,00 m. Betonarea cămăşii de preluare a împingerilor s-a preconizat să se facă în inele corespunzătoare de 2 m, dar nu continuu pe toată adîncimea, ci alternativ.

Această soluţie îndrăzneaţă a asigurat un ritm de execuţie foarte rapid în comparaţie cu cel normal, şi aceasta din două motive:

— Mecanizarea într-un grad foarte înalt a săpăturilor şi evacuării pămîntului, care s-au

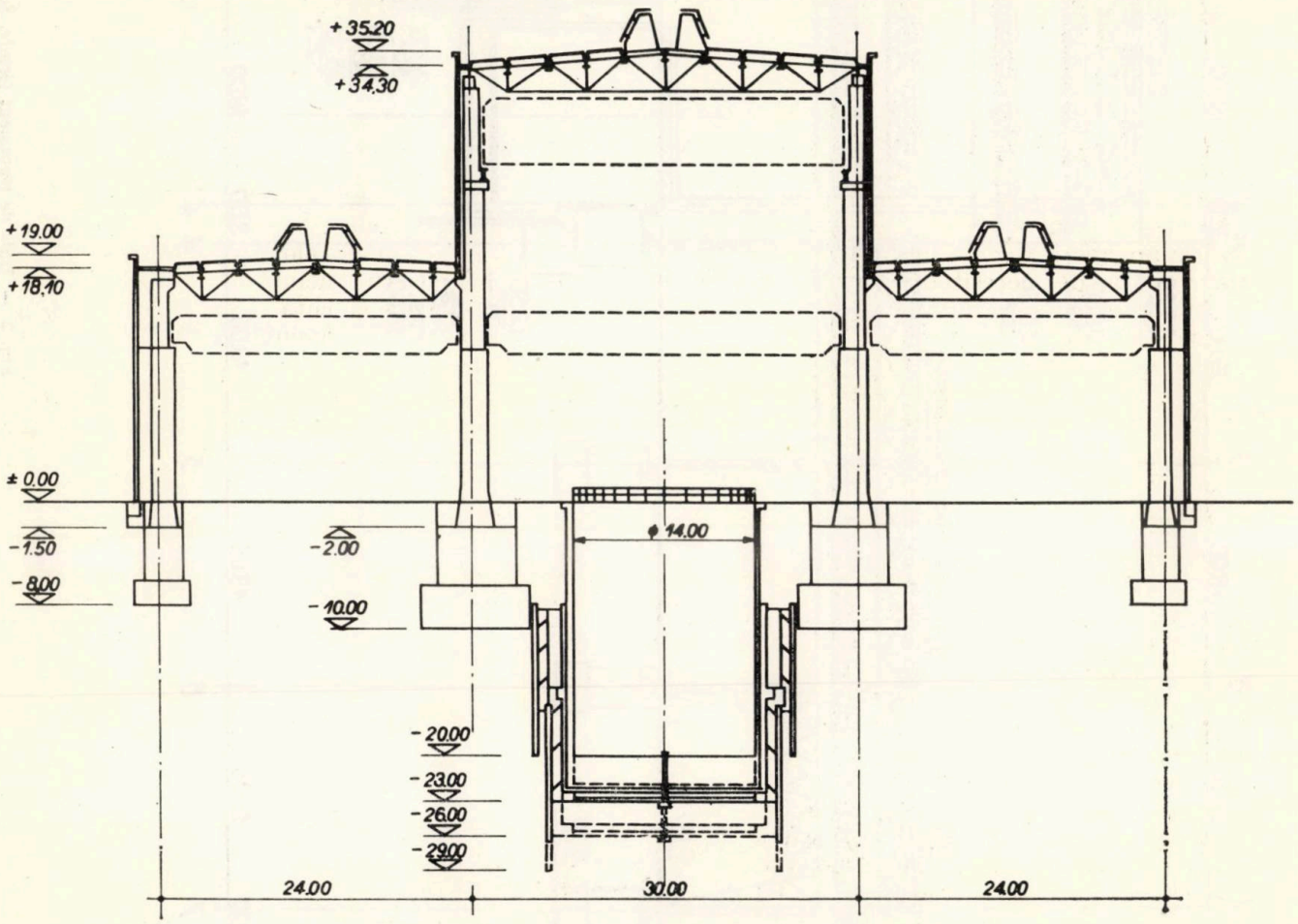


Fig. 2 — Hala de tratament termic. Secţiune transversală

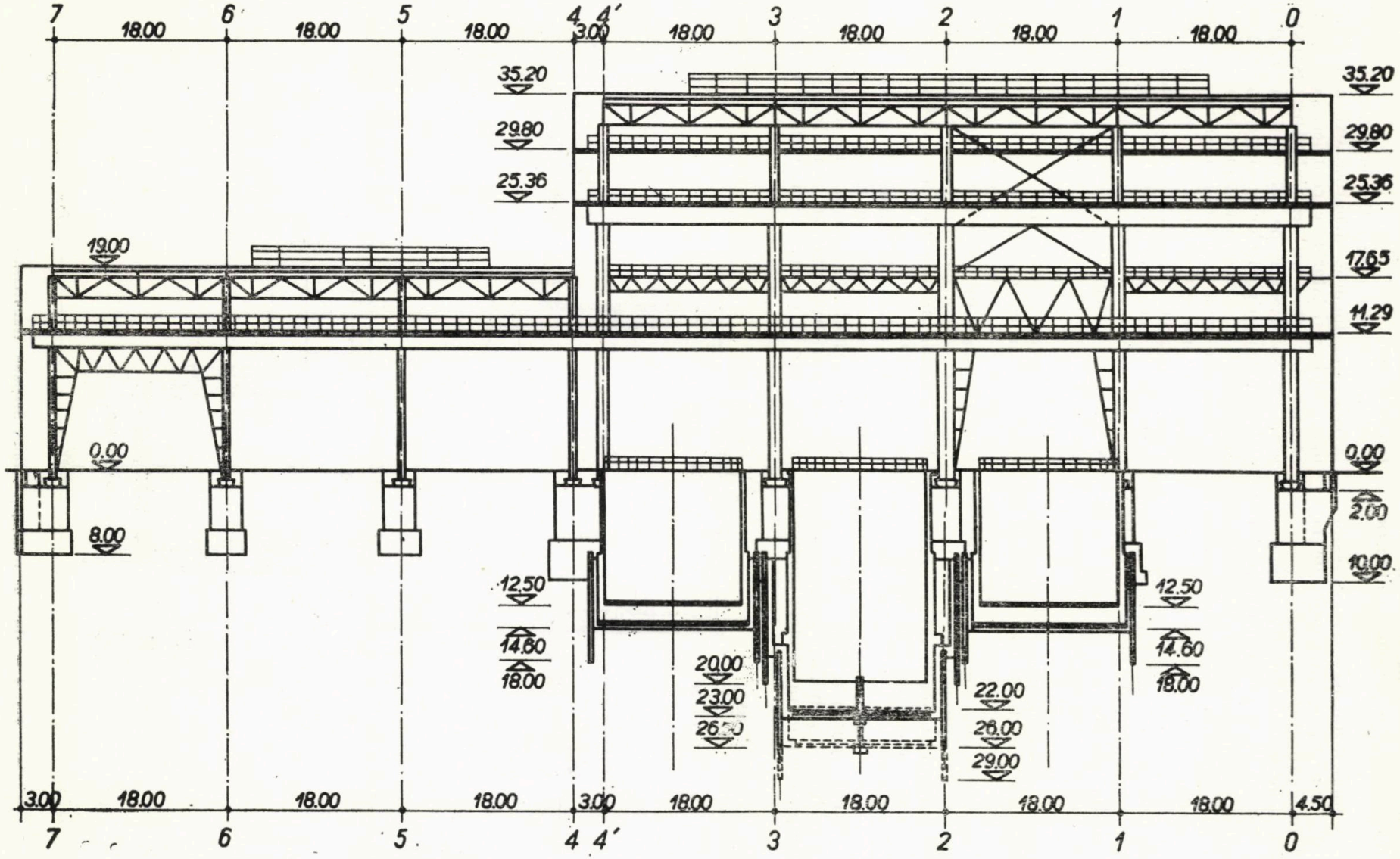


Fig. 3 — Hala de tratament termic. Secțiune longitudinală

efectuat cu același utilaj fără transbordări pentru transportul pe verticală al pămîntului.

— Betonarea ulterioară a inelelor intermediare, o dată cu pereții cuvei, reducîndu-se astfel 50% din timpul cu care afecta această betonare durata săpăturilor. Acest lucru era necesar pentru a devansa atacarea fundațiilor halei, operație condiționată de atingerea cotei finale la săpătura cuptoarelor.

Betonarea s-a efectuat cu ajutorul unei macarale-turn de 100 m amplasată pe platforma de la cota —8,00 m, care a deservit cele trei cuptoare.

Analizînd comportarea terenului pe parcursul execuției săpăturii, constructorul a observat stabilitatea acestuia și a trecut la excavarea simultană a celor trei cuve, scurtînd astfel substanțial timpul de execuție.

Prin aceasta s-a rezolvat și problema folosirii raționale a excavatorului, care, pe timpul betonării unui inel la una din cuve, săpa la cealaltă cuvă.

Evacuarea apei din incintă pe parcursul săpăturilor s-a efectuat cu ajutorul a 1—2 pompe „Lotru" de incintă, amplasate pe o platformă plutitoare și racordate la o canalizare. Începînd din jurul cotei de —14,00 m, săpăturile au fost întrerupte, deoarece s-a observat existența unor deschizături la peretele de palplanșe (de ordinul a 2 — 3 deschizături la fiecare incintă). Săpătura nu putea fi continuată decît după oprirea infiltrațiilor prin aceste deschizături.

Continuarea săpăturilor ar fi dus la pătrunderi masive de apă în incinte care, deși puteau fi eliminate prin epuismente, nu erau permise deoarece antrenau nisip și produceau afuierea terenului din vecinătate pe zone întinse. În felul acesta se putea stînjeni fundarea halei în condiții normale.

Pentru astuparea deschizăturilor s-au preconizat două metode:

— În primă instanță, executarea a trei foraje exterioare, tangente incintei în punctul unde s-a produs spargerea, și îndoparea acestora cu argilă cimentată. Îndoparea s-a executat prin introducerea în coloana forajului a argilei, baterea acesteia cu un mai prin cădere de la 2 — 3 m, pînă la refuz (umplerea golului din teren). La extragerea coloanei îndoparea s-a executat în continuare pe porțiuni de 30—40 cm.

— Baterea unor palplanșe suplimentare exterioare incintei, tangente în zona deschiderilor.

Pe șantier s-au executat cîte trei foraje în dreptul fiecărei spărturi și s-au îndopat pînă la refuz cu argilă.

Întrucît această metodă nu a dat rezultate, infiltrațiile existînd în continuare, apărea necesară aplicarea celei de-a doua metode: baterea unor palplanșe suplimentare.

Acest lucru implica întîrzieri mari pentru lucrare, dificultăți și cheltuieli suplimentare destul de însemnate, fără o certitudine asupra rezultatelor pozitive.

Pentru a evita aceste neajunsuri, constructorul a trecut la o soluție mai operativă, care implica însă o doză de risc. Această soluție consta în baterea, de la cota săpăturii, a unor mini-palplanșe din tablă groasă în jurul deschizăturii în interior. Acestea înglobau un dop de argilă între ele și peretele incintei de palplanșe. După aceasta urma executarea treptată a săpăturii și consolidarea concomitentă a mini-palplanșelor prin aplicarea unor inele din balot, sudate de peretele incintei.

Această soluție, simplă la prima vedere, era foarte riscantă deoarece presiunile mari hidrostatice puteau distruge mini-incinta astfel realizată înainte de aplicarea consolidării. Pătrunderea nisipului nu mai putea fi oprită și afuierile care s-ar fi produs duceau la deteriorări ireparabile în teren.

Printr-o bună organizare, însoțită de devotamentul executanților, asigurînd succesiunea rapidă a operațiilor, soluția a dat rezultate bune și săpăturile au putut fi continuate fără pericol pînă la cota —16,00 m la toate cele trei incinte.

În timp ce la incintele laterale, care se opreau aici, s-a trecut în continuare la betonarea cuvelor propriu-zise, la incinta centrală urma baterea celui de-al doilea rînd de palplanșe, menite să creeze condițiile pentru executarea săpăturilor pînă la cota —26,00 m.

Între cotele —21,00 și —25,00 m urma să se întîlnească a doua pînză de apă subterană, cu presiuni hidrostatice mult mai mari.

Desigur, eventualele afuieri la traversarea acestei pînze ar fi putut deveni fatale. Gravitatea unor asemenea evenimente consta din imposibilitatea înlăturării efectelor negative ale afuierii care ar fi avut proporții foarte mari.

Radierul incintelor laterale fiind executat în acel moment, nu mai era posibilă nici o intervenție, fapt care agrava și mai mult situația.

În aceste condiții a fost necesară luarea unor măsuri de prevedere suplimentare.

O primă astfel de măsură a fost aplicarea unor dispozitive menite să înlesnească ghidarea sigură a palplanșelor la batere, pentru ca acestea să fie introduse în teren pe verticală, atît în plan tangent, cît și radial. Acest ghidaj s-a realizat prin inele de oțel profilat UNP, montate la interior.

Palplanșa bătută era ghidată perfect de palplanșele adiacente, fixate prin puncte de sudură de cele trei inele. Aceste puncte erau distruse cînd se trecea la baterea palplanșelor respective.

Baterea s-a executat cu pas de 50 cm în două cicluri. Primul cuprindea palplanșele fără soț, pe toată circumferința, ghidarea fiind asigurată de cele fără soț. În ciclul următor, rolurile erau inversate.

Pentru baterea palplanșelor s-a coborît utilajul de batere (macara de 16 tone echipată cu lumînare și ciocan pneumatic) la cota

—16,00 m, unde s-a amenajat o platformă betonată.

Pentru coborîre, utilajul de batere s-a demontat în subansambluri cu greutate pînă la 16 tone.

Baterea palplanşelor o dată efectuată, înainte de începerea săpăturilor s-au mai luat o serie de măsuri de prevedere, care erau dictate de motivele menţionate mai sus.

În ideea de a micşora nivelul presiunii pe tot parcursul executării săpăturii, s-a prevăzut montarea unei instalaţii de filtre aciculare. Aceasta era menită să evacueze continuu apa din pînza subterană, de-a lungul întregii circumferinţe a incintei, pentru a-i scădea nivelul pe acest contur.

Filtrele s-au instalat pe circumferinţă în axul palplanşelor intrînde şi s-au racordat la o pompă de mare capacitate.

Pompa era în legătură cu reţeaua de canalizare şi a funcţionat continuu pe tot parcursul execuţiei săpăturii şi betonării radierului.

Apele din incintă s-au evacuat cu acelaşi sistem ca pînă la această cotă, adică cu pompe-sorb amplasate pe platforma plutitoare.

Pentru trecerea filtrelor aciculare prin stratul de argilă, acesta a fost perforat cu ţevi sistem teacă, care au fost bătute cu un mai mecanic, acţionat de macaraua de 16 tone coborîtă la cota — 16,00 m.

Spaţiul dintre ţeavă şi filtru s-a completat cu pietriş, realizîndu-se astfel un filtru ce nu permitea antrenarea nisipului de apa care se infiltra prin acest spaţiu.

Săpăturile au decurs în condiţii optime, măsurile luate dovedindu-se eficiente. În această incintă nu s-au produs nici un fel de afuieri. Pentru a se asigura stabilitatea lentilei de argilă de la fundul cuvei pe timpul lestării ei cu radierul de beton armat al cuvei, s-au executat 8 foraje de mare presiune în această lentilă.

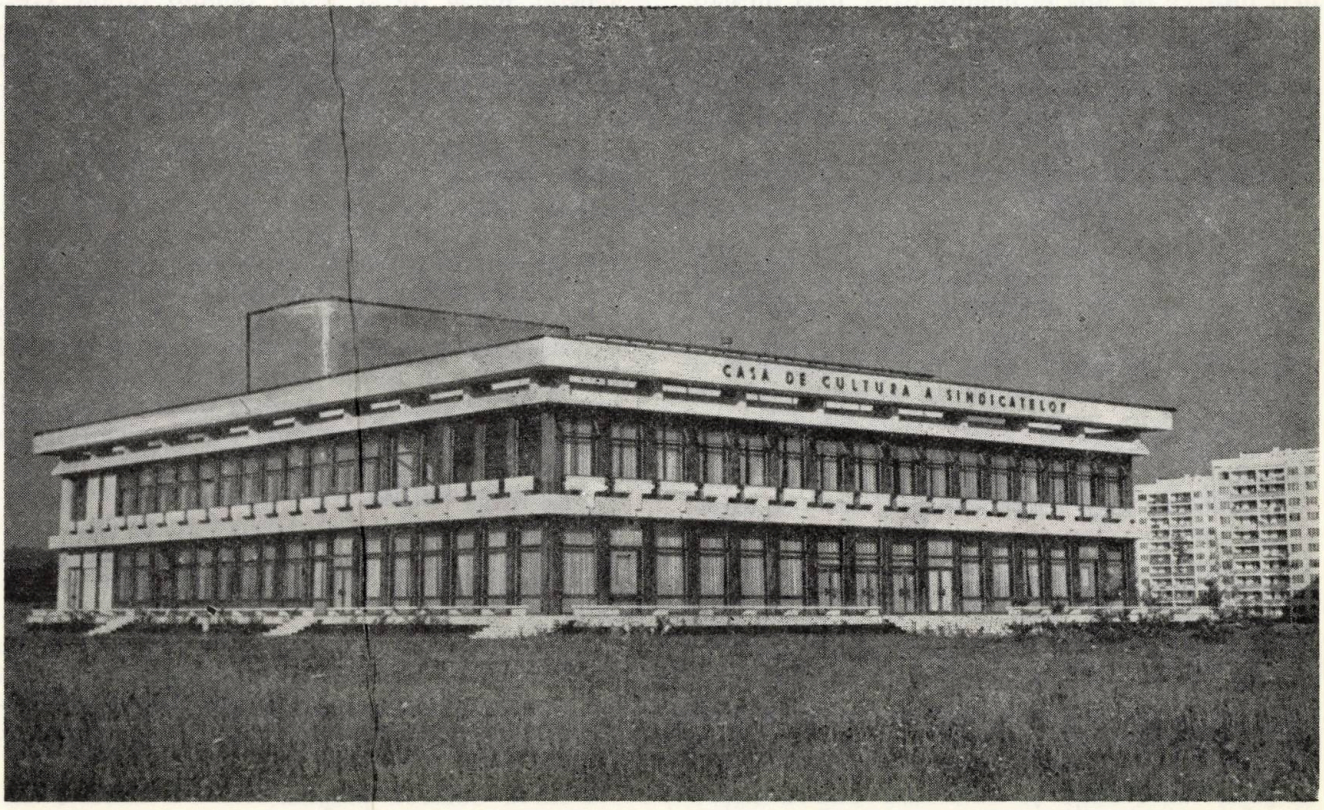
Este interesant de menţionat şi modul cum a fost realizată izolaţia hidrofugă din tole metalice la cuva centrală:

În prima fază, s-a asamblat prin sudură fundul metalic din tole de tablă pe suport, format din profile laminate, înglobate în betonul radierului. Spaţiul dintre beton şi tablă s-a completat prin injecţie cu mortar de ciment, cu ajutorul pompelor de injectare.

În vederea scurtării termenului de execuţie şi pentru obţinerea unor suduri de calitate, întreg peretele din tablă s-a asamblat în uzină în formă de sul în greutate de 30 tone.

Sulul a fost coborît la cota —20,00 m, a fost derulat cu ajutorul unor trolii manuale şi s-a sudat de fundul metalic.

Betonarea pereţilor s-a executat cu procedee obişnuite.



Casa de cultură a sindicatelor (Municipiul Gheorghe Gheorghiu-Dej)

Prof. em. ing. **CONSTANTIN AVRAM**
Membru corespondent al Academiei R.S.R.

Prof. dr. ing. **VALENTIN BOTA**
Institutul politehnic „Traian Vuia" Timişoara
Facultatea de construcţii

GRINZI COMPUSE OŢEL PRETENSIONAT—BETON

1. PRINCIPII GENERALE

Soluţia optimă a structurilor alcătuite din plăci şi grinzi încovoiate este dată, pentru foarte multe tipuri de construcţii şi poduri, de grinzile compuse, cu sau fără eforturi iniţiale [1], [2], [3]. Elementele cu eforturi iniţiale se folosesc atunci cînd momentul de încovoiere din încărcările de exploatare este limitat de efortul unitar maxim din grinda de oţel.

Eforturile iniţiale ale acestor grinzi se realizează fie prin preîncovoierea grinzii de oţel în sens invers încovoierii date de încărcările exterioare, fie prin pretensionarea cu cabluri. Acest din urmă procedeu poate fi aplicat, într-o singură treaptă, fie grinzii de oţel, fie grinzii compuse, sau în două trepte: în prima treaptă grinzii de oţel, iar în a doua treaptă grinzii compuse.

La poduri, eficienţa maximă se obţine dacă montarea dalei de beton şi asigurarea conlucrării ei cu grinda de oţel se face pe grinda de oţel prevăzută cu reazeme intermediare provizorii.

Pretensionarea se aplică numai grinzii de oţel cînd, din încărcările de exploatare, sînt depăşite eforturile unitare admise numai în fibrele inferioare ale acesteia. Cînd din aceste încărcări se depăşesc valorile rezistenţelor admisibile şi în beton, este necesară pretensionarea grinzii compuse sau pretensionarea în două etape; ultima variantă se aplică dacă trebuie evitate şi eventualele eforturi unitare de întindere din beton, care ar apărea la pretensionare.

În această lucrare se tratează grinzile compuse oţel pretensionat-beton, realizate prin pretensionarea grinzii de oţel.

2. ALCĂTUIREA CONSTRUCTIVĂ

Grosimea dalei de beton variază de la 8 la 22 cm, în funcţie de natura construcţiei şi de distanţa interax a grinzilor de oţel. Înălţimea grinzii de oţel depinde, în cea mai mare proporţie, de mărimea deschiderii. Tipurile caracteristice de secţiuni folosite la construcţii cu caracter social-administrativ, industrial sau la poduri ([4], [5]) sînt indicate în figura 1.

Traseul cablurilor de pretensionare a grinzii de oţel rezultă din figura 2. Traseul drept al cablurilor (fig. 2*a*), realizat prin fixarea acestora de talpa inferioară a grinzii de oţel, deasupra sau sub aceasta, este mai simplu şi elimină pierderile de tensiune la pretensionare prin frecare; acest traseu are dezavantajul că nu modifică eforturile unitare din forţa tăietoare. Rezultă că acest traseu al cablurilor este indicat pentru tipurile de grinzi caracteristice construcţiilor social-administrative şi celor industriale cu deschideri mari şi încărcări relativ mici.

Traseul cablurilor în linie frîntă (fig. 2*b*) duce la diagrame de momente şi forţe tăietoare din pretensionare mai avantajoase — asemănătoare şi de sens opus celor din încărcările exterioare — fiind, astfel, indicat în special la poduri, unde şi forţele tăietoare sînt foarte importante.

Pentru pretensionarea grinzii de oţel se pot utiliza atît cablurile cu secţiune închisă, caracteristice construcţiilor metalice, cît şi cablurile specifice betonului precomprimat ([6], [7], [8], [9]). Acestea din urmă prezintă un preţ mai redus, însă necesită o protecţie împotriva

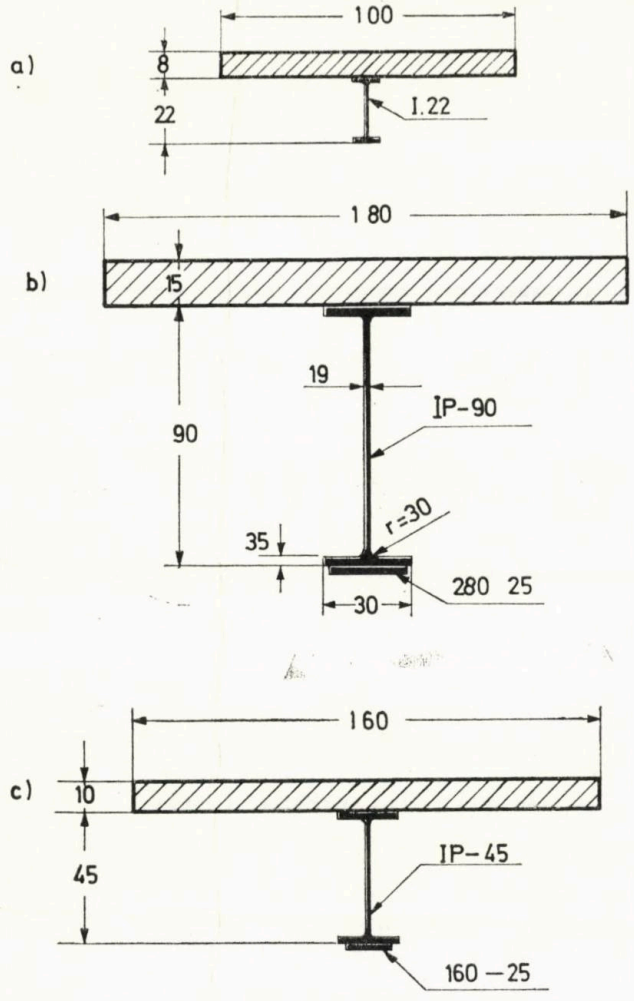


Fig. 1 — Tipuri caracteristice de secţiuni compuse oţel pretensionat-beton :
a — **construcţii social-administrative ; *b* — poduri ; *c* — construcţii industriale.**

coroziunii, ceea ce se poate realiza prin introducerea cablului într-o teacă metalică în care se injectează ulterior emulsie de bitum, mortar sau lapte de ciment [7], precum şi cu un produs pe bază de răşini epoxidice. Procedeul cel mai eficace de protecţie a cablului constă în aplicarea pe sîrme a unei pelicule de vopsea pe bază de răşini sintetice [11].

Pretensionarea grinzii de oţel se poate realiza şi cu bare de oţel rotund cu diametrul de la 16 la 32 mm, din oţel PC 90 ; protejarea acestora împotriva coroziunii se face prin vopsire cu miniu de plumb.

Blocarea cablurilor în punctele intermediare de fixare de grinda de oţel se face prin umplerea cu plumb a lăcaşurilor create în mod special în aceste zone. Ancorarea cablurilor la capete se face, fie prin bare filetate cu piuliţe (fig. 3), fie prin procedeele inel-con folosite curent la betonul precomprimat. Detaliul de realizare a legăturii între cablu şi bara filetată, descris în [7] şi [10], este prezentat în figura 4.

3. CALCULUL IN DOMENIUL ELASTIC

Calculul grinzilor compuse oţel pretensionat-beton se prezintă pentru traseul cablurilor în linie frîntă, traseul drept fiind un caz particular al acestuia.

Calculul static se efectuează pe trei structuri distincte, în funcţie de durata încărcărilor şi de elementul constructiv care preia încărcarea. Astfel, se deosebesc :

a) încărcări şi eforturi preluate numai de grinda de oţel, ca :
— greutatea proprie a grinzii de oţel,
— greutatea proprie a dalei de beton,
— forţa de pretensionare a grinzii de oţel ;

b) încărcări de lungă durată preluate de grinda compusă, ca :
— greutatea proprie a grinzii de oţel şi a dalei de beton, dacă s-au folosit reazeme intermediare provizorii,
— greutatea moartă ;

c) încărcări de scurtă durată preluate de grinda compusă, ca :
— încărcările utile.

Pentru acest calcul, secţinea grinzii compuse oţel-beton se presupune cunoscută. Grosimea plăcii de beton rezultă din efectul ei de dală, iar înălţimea grinzii de oţel se alege din condiţia de săgeată ; pentru grinzi simplu rezemate $h_2/l \geqslant l/30$ [1]. Grinda de oţel poate avea moment de inerţie constant sau variabil — prin modificarea înălţimii inimii sau prin modificarea secţiunii tălpilor.

Schema statică a grinzii rezultă din figura 5, care în punctele de frîngere a cablului poate să aibă reazeme provizorii pînă la asigurarea conlucrării dalei de beton cu grinda de oţel.

Pentru încărcările preluate de grinda de oţel, aceasta este static determinată, dacă nu are reazeme provizorii, şi static nedeterminată — grindă continuă — în caz contrar.

Pentru încărcările preluate de grinda compusă oţel pretensionat-beton, structura este static nedeterminată. Ca necunoscută se alege

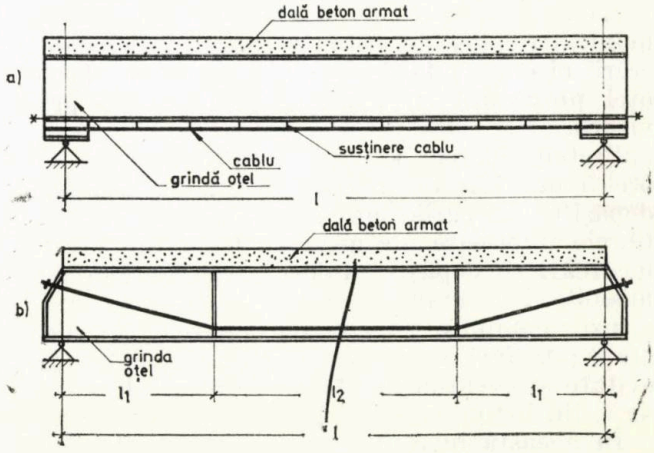


Fig. 2 — Traseul cablului de precomprimare a grinzii de oţel : *a* — traseu drept ; *b* — traseu frînt.

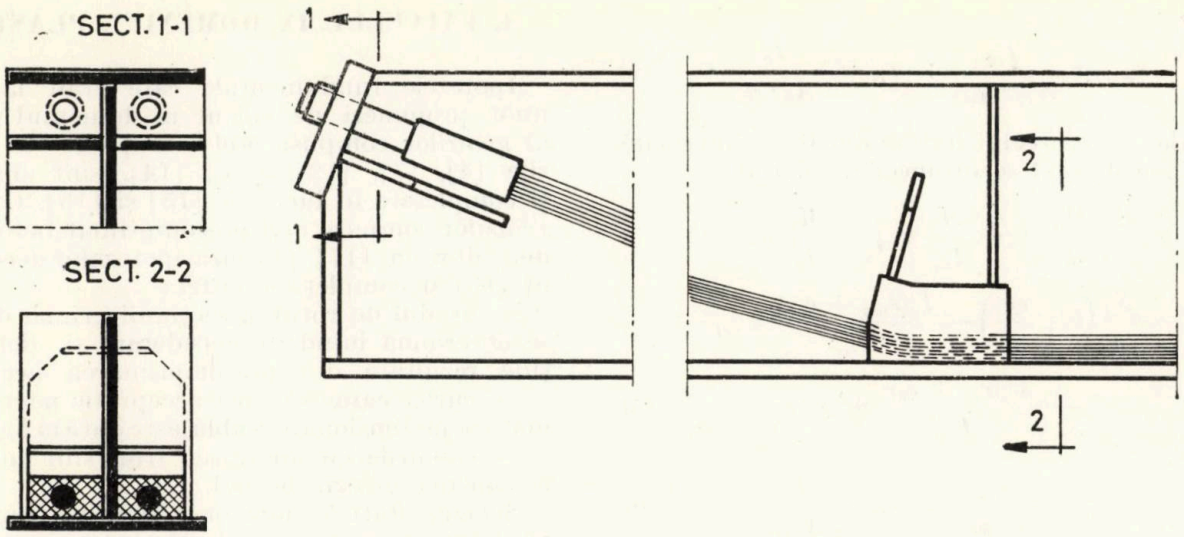


Fig. 3 — Ancorarea cablului prin bare filetate.

efortul din tirant. Valoarea acestuia, utilizînd pentru rezolvare metoda eforturilor, este dată de relaţia :

$$X_{g,u} = \frac{\delta_{lg,u}}{\delta_{ll(g,u)} + \delta_{lt(g,u)}} \qquad (1)$$

unde :

$$\delta_{l(g,u)} = \int_0^l \frac{l}{EI} m_l \, M_{g,u} \, dx$$

$$\delta_{ll(g,u)} = \int_0^l \frac{l}{EI} m_l^2 \, dx + \int_0^l \frac{l}{EA} n_l^2 \, dx \qquad (2)$$

$$\delta_{lt(g,u)} = \int_0^l \frac{l}{E_p A_p} n_p^2 \, dx$$

În relaţiile (2) se introduc A_c, I_c pentru încărcările de scurtă durată şi $I_{c\varphi}$, $A_{c\varphi}$ pentru încărcările de lungă durată; se observă că şi m_l respectiv n_l au valori diferite pentru încărcări de lungă durată şi scurtă durată, datorită modificării centrului de greutate al secţiunii compuse.

În relaţia (1) se observă că numai δ_{lt} depinde de secţiunea tirantului. Din figura 6 rezultă distribuţia eforturilor unitare pe secţiunea transversală.

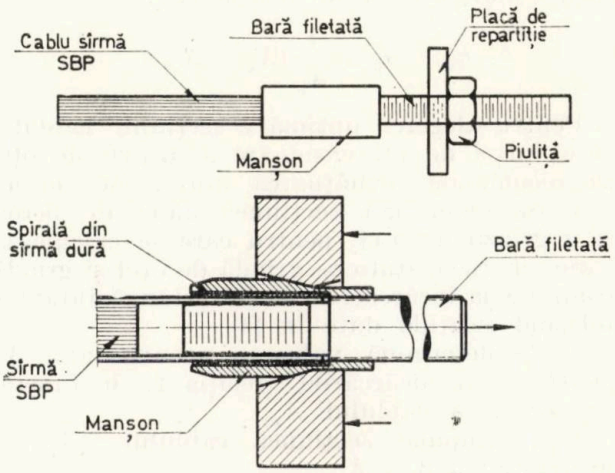


Fig. 4 — Detaliu de realizare a legăturii dintre cabluri şi bara filetată.

Valoarea efortului unitar în fibra superioară a dalei de beton este dată de relaţia :

$$\sigma_b = -\frac{y_{bs\varphi}}{k \cdot n \cdot Ic\varphi} [M_g + X_g (r_{ic\varphi} - e_{c\varphi})] -$$

$$-\frac{y_{bs}}{n \cdot I_c} [M_u + X_u (r_{ic} - e_c)] \leqslant \sigma_{ba}$$

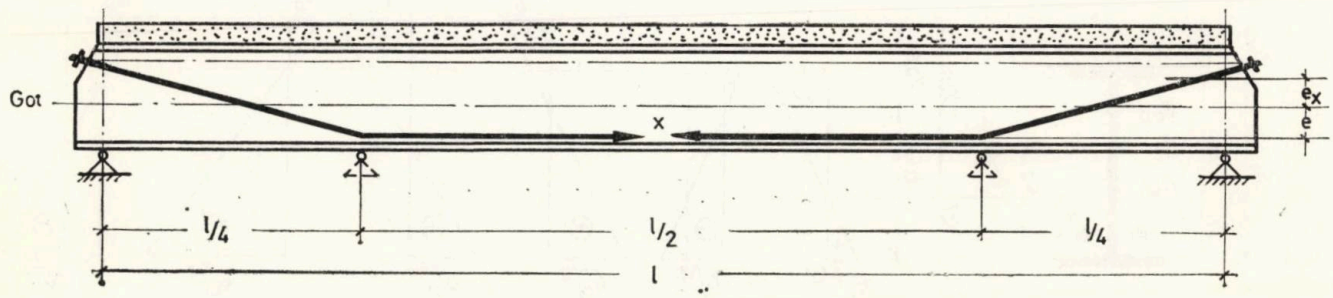


Fig. 5 — Schema statică a grinzii compuse.

unde :

$$r_{ic\varphi} = \frac{I_{c\varphi}}{A_{c\varphi} \cdot y_{bs\varphi}}; \quad r_{ic} = \frac{I_c}{A_c \cdot y_{bs}}. \qquad (4)$$

Valoarea efortului unitar din fibra inferioară a grinzii de oţel se obţine din relaţia :

$$\sigma_{ci} = \frac{M_{0t}}{I} y_i + \frac{M_g}{I_{c\varphi}} y_{ci\varphi} + \frac{M_u}{I_c} y_{ci} - \frac{N_p}{A}\left(1 + \frac{e y_i}{i^2}\right) - \frac{I_g(r_{sc\varphi} + e_{c\varphi})}{I_{c\varphi}} y_{ci\varphi} - \frac{X_u(r_{sc} + e_c)}{I_c} y_{ci} \leqslant \sigma_a \qquad (5)$$

unde :

$$r_{sc\varphi} = \frac{I_{c\varphi}}{A_{c\varphi} y_{ci\varphi}}; \quad r_{sc} = \frac{I_c}{A_c y_{ci}} \qquad (6)$$

Efortul unitar din cablu, după consumarea pierderilor de pretensionare, trebuie să satisfacă condiţia dată de relaţia (7) :

$$\sigma_{po} \leqslant \sigma_p - \frac{l}{A_p}(X_g + X_u). \qquad (7)$$

Pentru alegerea optimă a secţiunii cablului şi a forţei de pretensionare a grinzii de oţel se recomandă următoarea ordine de lucru :

1. Se determină secţiunea dalei de beton şi a grinzii de oţel, pentru care se calculează caracteristicile statice—grindă de oţel şi grindă compusă la încărcări de scurtă şi lungă durată—folosind relaţiile date în [1].

2. Se determină valoarea necunoscutei X, pentru toate încărcările (relaţia 1), în funcţie de secţiunea cablului A_p.

3. Se impune secţiunea cablului (A_p) şi se determină X_g , X_u .

4. Cu relaţia (7) se verifică valoarea lui σ_p, cu relaţia (3) se verifică efortul unitar în beton şi cu relaţia (5) efortul unitar în fibra inferioară a grinzii de oţel. Dacă una sau mai multe din aceste relaţii nu sînt satisfăcute, se modifică secţiunea cablului şi se reface calculul.

Determinarea eforturilor suplimentare rezultate din contracţia şi curgerea lentă a betonului şi din variaţiile de temperatură se face pe baza metodei date în [1], aplicată la structura static nedeterminată.

4. CALCULUL IN DOMENIUL PLASTIC

Ipotezele fundamentale care stau la baza unor propuneri de calcul în domeniul plastic al grinzilor compuse oţel-beton, date în lucrările [4], [7], [12], [13], [14], sînt analizate şi completate în lucrările [15] şi [16]. Calculul grinzilor compuse oţel precomprimat-beton este dezvoltat în [17] pe baza ipotezelor acceptate în [15] şi completate astfel :

— gradul de rotire a secţiunii grinzii de oţel se determină luînd în considerare şi deformaţiile rezultate din precomprimarea acestuia ;

— curba caracteristică acceptată pentru armătura pretensionată (cablu)este dată în figura 7 ;

— cablurile cu un traseu frînt sînt ancorate la capetele grinzii de oţel.

Schema statică indicată în figura 5 reprezintă o structură cu o nedeterminare interioară. Epuizarea capacităţii portante prin pierderea rezistenţei poate începe, în funcţie de caracteristicile geometrice ale secţiunii transversale şi de caracteristicile mecanice ale celor trei materiale, fie prin zdrobirea dalei de beton, fie prin ruperea cablului. În primul caz, prin zdrobirea dalei de beton are loc şi epuizarea capacităţii portante, fără ca în cablu să se dezvolte forţa maximă capabilă ; în al doilea caz, după atingerea deformaţiei specifice ε_{pc} a cablului, solicitarea poate creşte pînă la epuizarea capacităţii portante a grinzii compuse oţel-beton, fără a creşte efortul din cablu. În acest caz capacitatea portantă este dată de relaţia :

$$M_p = (M_c - X_p e_c) + \Delta M_c \qquad (8)$$

cu :

$$X_p = A_p(\sigma_{pc} - \sigma_{po}). \qquad (9)$$

$$M_p^c = M_c + \Delta M_c .$$

Ecuaţia (8) poate fi exprimată sub forma :

$$M_p = M_p^c - e_c A_p(\sigma_{pc} - \sigma_{po}). \qquad (8a)$$

Toate caracteristicile grinzii compuse fiind cunoscute, valoarea momentului plastic al grinzii compuse oţel-beton (M_p) , al cărui calcul se va da în continuare, se presupune cunoscută. Dacă ΔM_c din relaţia (8) rezultă pozitiv, epuizarea capacităţii portante începe prin cedarea cablului. Dacă, însă, această

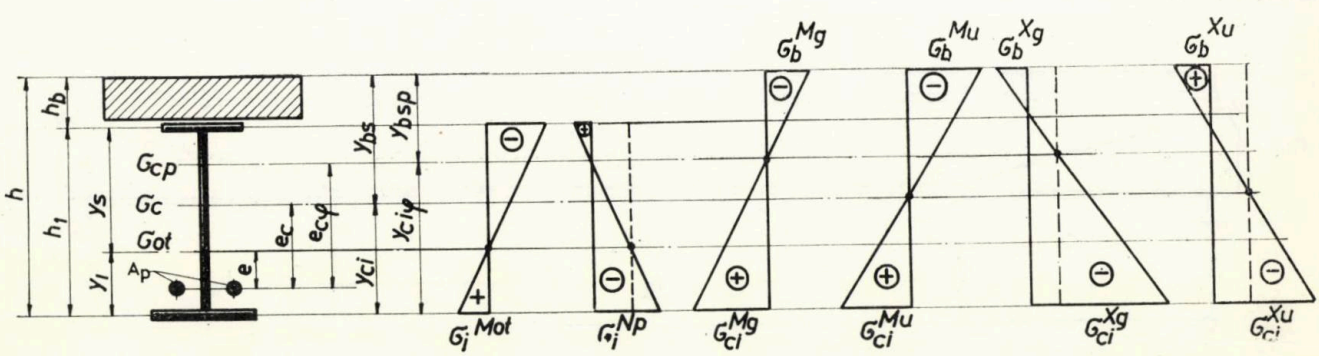


Fig. 6 — Distribuţia eforturilor unitare pe secţiunea transversală.

valoare rezultă negativă, epuizarea capacității portante are loc prin zdrobirea dalei de beton.

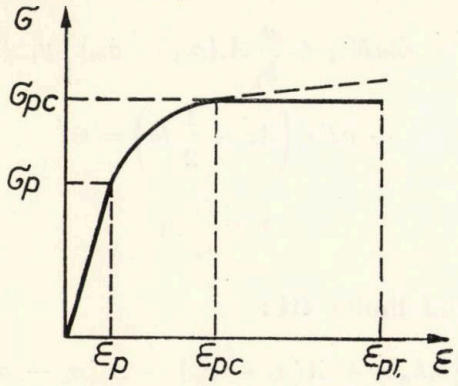


Fig. 7 — Curba caracteristică simplificată a armăturii pretensionate.

În acest caz trebuie să se refacă calculul cu o valoare a lui X_p mai mică și care să satisfacă relația :

$$M_p = M'_c - X'_p \cdot e \,. \qquad (10)$$

În funcție de caracteristicile geometrice ale secțiunii transversale și de acelea mecanice ale materialelor, poziția axei neutre și limitarea rotirii secțiunii transversale determină patru stadii limită de plasticizare (fig. 8).

Stadiul limită I — axa neutră este situată în dala de beton armat; grinda de oțel este complet plasticizată.

Stadiul limită II — axa neutră este situată în dala de beton; zona superioară a grinzii de oțel rămîne solicitată în domeniul elastic.

Stadiul limită III — axa neutră este situată în grinda de oțel; dala de beton este complet

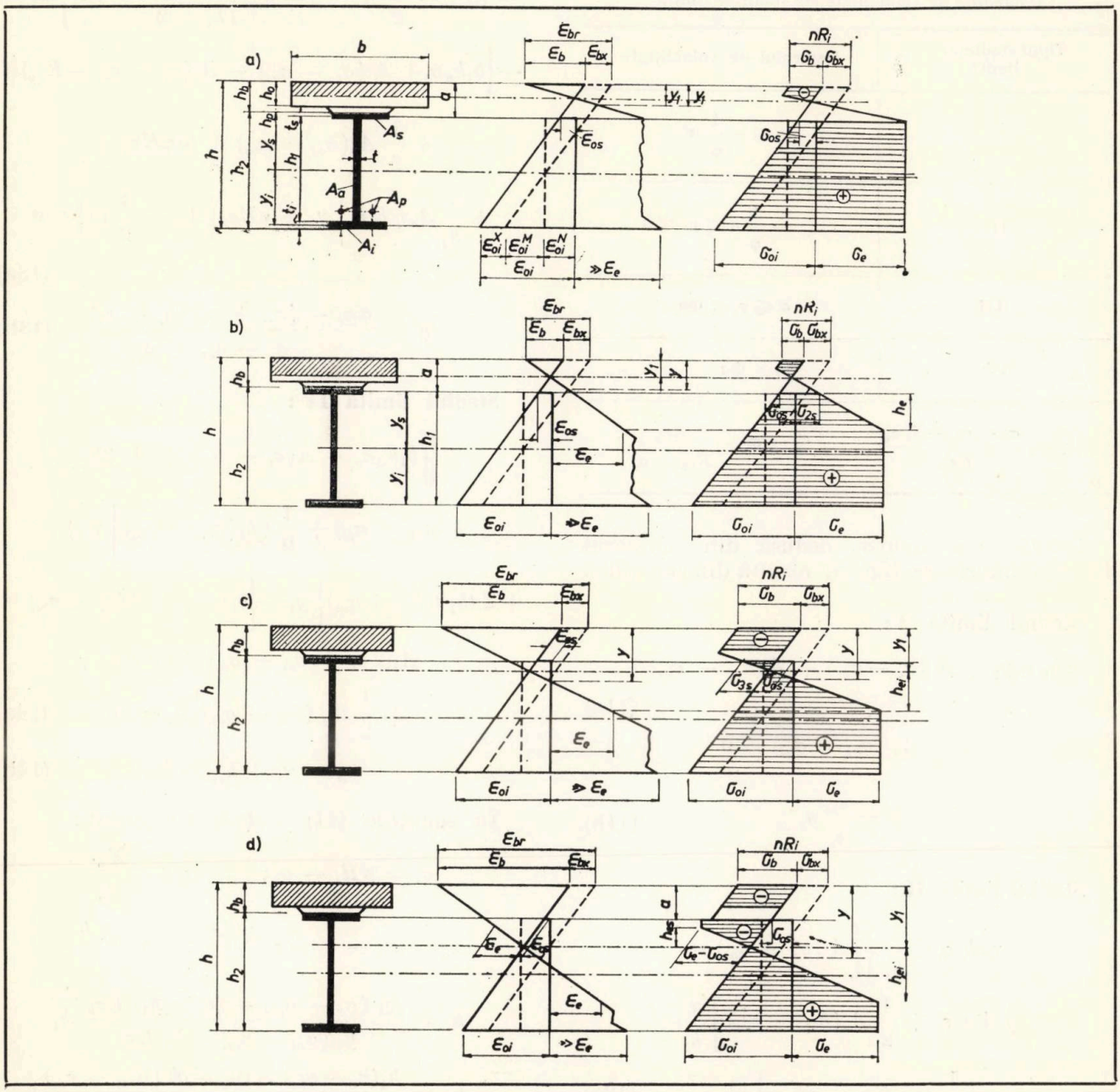


Fig. 8 — Stadiile limită de plasticizare a secțiunii compuse.

plasticizată; grinda de oţel are zona superioară comprimată, solicitată în domeniul elastic.

Stadiul limită IV — axa neutră este situată în grinda de oţel; dala de beton este complet plasticizată; grinda de oţel este solicitată în domeniul plastic, cu excepţia unei zone din apropierea axei neutre care lucrează în domeniul elastic.

Armătura pretensionată (cablu) este solicitată, în toate stadiile limită, în domeniul plastic dacă epuizarea capacităţii de rezistenţă are loc prin cedarea cablului; acesta poate să rămînă solicitat şi în domeniul elastic, dacă cedarea grinzii are loc prin zdrobirea dalei.

Domeniile de valabilitate a acestor stadii limită rezultă din tabela 1.

Tabela 1

Domeniile de valabilitate ale stadiilor limită

Tipul stadiului limită	Domeniul de valabilitate
I	$y_1 \leqslant -\frac{1}{\varphi} a$
II	$-\frac{1}{\varphi} a \leqslant y_1 \leqslant a$
III	$a \leqslant y_1 \leqslant \Phi a$
IV	$y_1 > \Phi a$
$\varphi = \frac{\sigma_c - \sigma_{os} - E\varepsilon_b}{E\varepsilon_b}$	$\Phi = \frac{E\varepsilon_b}{E\varepsilon_b + \sigma_c}$

Poziţia axei neutre, dedusă din echilibrul forţelor interioare (fig. 8) rezultă din ecuaţiile:

Stadiul limită I:

$$\alpha b_1 \sigma_b y_1 + A(\sigma_c - \sigma_{oi}) + A_s(\sigma_{oi} - \sigma_{os}) + \frac{1}{2} A_a(\sigma_{oi} - \sigma_{os}) = 0 \qquad (11a)$$

$$y = \frac{\varepsilon_{br}}{\varepsilon_b} y_1 \qquad (11b)$$

Stadiul limită II:

$$\eta\alpha b_1 \sigma_b y_1^3 \frac{1}{h_1}\left\{\left[A(\sigma_c - \sigma_{oi}) - \varphi A_s E\varepsilon_b + \frac{1}{2} A_a(\sigma_{oi} - \sigma_{os})\right]\frac{\eta}{h_1} - \frac{1}{2} t\varphi^2 E\varepsilon_b - \alpha b_1 \sigma_b\right\} y_1^2 - \left\{A(\sigma_c - \sigma_{oi}) - \varphi A_s E\varepsilon_b + \frac{1}{2} A_a(\sigma_{oi} - \sigma_{os}) + \varphi taE\varepsilon_b + \frac{a}{h_1} A_s(\sigma_{oi} - \sigma_{os})\right\} y_1 + aE\varepsilon_b\left(A_s - \frac{1}{2} ta\right) = 0 \qquad (12a)$$

$$y = \frac{\varepsilon_{br}}{\varepsilon_b} y_1 \qquad (12b)$$

Stadiul limită III:

$$+\left\{\left[b_1 h_0 \sigma_b + A(\sigma_c - \sigma_{oi}) - A_s(\sigma_c - \sigma_{oi} - E\varepsilon_b) + \frac{1}{2} A_a(\sigma_{oi} - \sigma_{os})\right]\frac{\eta}{h_1} - \frac{1}{2} t\varphi^2 E\varepsilon_b\right\} y_1^2 - \left\{b_1 h_0 \sigma_b + A(\sigma_c - \sigma_{oi}) - A_s(\sigma_c - \sigma_{oi} - E\varepsilon_b) + \frac{1}{2} A_a(\sigma_{oi} - \sigma_{os}) + ta\varphi E\varepsilon_b + \frac{a}{h_1} A_s \eta E\varepsilon_b\right\} y_1 + aE\varepsilon_b\left(A_s - \frac{1}{2} ta\right) = 0 \qquad (13a)$$

$$y = \frac{a\sigma_c - (\sigma_{os} + \sigma_s)(h_e + y_1)}{\sigma_c - \sigma_{os} - \sigma_s} \qquad (13b)$$

Stadiul limită IV:

$$+\left\{\left[b_1 h_0 \sigma_b + A(\sigma_c - \sigma_{oi}) + A_s(2\sigma_c + \sigma_{os} - \sigma_{ci}) + \frac{1}{2} t h_1(\sigma_{oi} - \sigma_{os})\right]\eta + 2 th_1\theta(E\varepsilon_b + \sigma_{os})\right\} y_1 - \left\{b_1 h_0 \sigma_b + A(\sigma_c - \sigma_{oi}) - A_s(2\sigma_c + \sigma_{os} - \sigma_{oi}) + 2t a\sigma_c + \frac{1}{2} th_1(\sigma_{oi} - \sigma_{os})\right\} h_1 = 0 \qquad (14a)$$

$$y = y_1 + h_{ei} - h_{es}. \qquad (14b)$$

În ecuaţiile (11) ... (14) s-a notat:

$$\sigma_b = nR_i - \sigma_x; \qquad \sigma_x = \frac{X_p}{A_c}$$

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{br} - \varepsilon_x = \varepsilon_{br} - \frac{\sigma_x}{E}; \qquad b_1 = \frac{b}{n}$$

$$h_e = \frac{y_1(\sigma_c - \sigma_{os}) + (a - y_1)E\varepsilon_b}{y_1(\sigma_{oi} - \sigma_{os}) - h_1 E\varepsilon_b} h_1$$

$$h_{ei} = \frac{h_1(\sigma_c - \sigma_{os}) - (y_1 - a)(\sigma_{oi} - \sigma_{os})}{y_1(\sigma_{oi} - \sigma_{os}) - h_1 E\varepsilon_b} y_1$$

$$h_{es} = \frac{h_1(\sigma_c + \sigma_{os}) + (y_1 - a)(\sigma_{oi} - \sigma_{os})}{y_1(\sigma_{oi} - \sigma_{os}) - h_1 E \varepsilon_b} y_1 \quad (15)$$

$$\eta = \frac{\sigma_{oi} - \sigma_{os}}{E \varepsilon_b}; \quad \varphi = \frac{\sigma_c - \sigma_{os} - E\varepsilon_b}{E\varepsilon_b};$$

$$\theta = \frac{\sigma_c}{E \varepsilon_b}$$

$$\sigma_{oi} = \frac{A_p \sigma_{po}}{A}\left(1 - \frac{y_1 - d}{r^2} y_i\right) - \frac{X_p}{A_c}$$

$$\sigma_{os} = \frac{A_p \sigma_{po}}{A}\left(1 - \frac{y_1 - d}{r^2} y_s\right) - \frac{X_p}{A_c}.$$

În relaţiile (11) ... (15) valorile eforturilor unitare se introduc cu semnul plus (+) pentru eforturi unitare de întindere şi cu semnul minus (—) pentru eforturi unitare de compresiune, cu excepţia lui σ_c care se va lua întotdeauna pozitiv.

Momentul capabil corespunzător fiecărui stadiu limită se determină cu ajutorul relaţiilor:

Stadiul limită I (fig. 8a):

$$M_{pI} = A(\sigma_c - \sigma_{oi})\left(h - \frac{1}{2} t_i - y_i - s\right) + A_s(\sigma_{oi} - \sigma_{os})(a - s) + \frac{1}{2} A_a (\sigma_{oi} - \sigma_{os})\left(\frac{1}{3} h_1 + a - s\right) \quad (16)$$

Stadiul limită II (fig. 8b):

$$M_{pII} = -\alpha b_1 y_1 \sigma_b (y_1 - s) + A(\sigma_c - \sigma_{oi}) \cdot (y_s + a - y_1) - A_s(\sigma_c + \sigma_{2s} - \sigma_{oi} + \sigma_{os})(a - y_1) + A_a(\sigma_{oi} - \sigma_{os})\left(\frac{1}{3} h_1 + a - y_1\right) - \frac{1}{2} t h_e (\sigma_c + \sigma_{2s})\left(\frac{1}{3} h_e + a - y_1\right) \quad (17)$$

Stadiul limită III (fig. 8c):

$$M_{pIII} = -b_1 h_0 \sigma_b \left(y_1 - \frac{1}{2} h_0\right) - A_s \sigma_s (y_1 - a) + A_i(\sigma_c - \sigma_{oi})(h_1 + a - y_1) - \frac{1}{3} t (y_1 - a)^2 \sigma_{3s} + \frac{1}{6} t (h_1 + a - y_1)^2 (3\sigma_c - 3\sigma_{oi} + \sigma_y) - \frac{1}{6} t h_{ei}^2 (\sigma_c - \sigma_{oi} + \sigma_y) \quad (18)$$

Stadiul limită IV (fig. 8d):

$$M_{pIV} = -b_1 h_0 \sigma_b \left(y_1 - \frac{1}{2} h_0\right) + A_s(\sigma_c + \sigma_{os})(y_1 - a) + A_i(\sigma_c - \sigma_{oi})(h_1 + a - y_1) + \frac{1}{6} t (y_1 - a)(3\sigma_c + 2\sigma_{os} + \sigma_{oi} - \sigma_y) + \frac{1}{6} (h_1 + a - y_1)^2 (3\sigma_c - 3\sigma_{oi} + \sigma_y) - \frac{1}{6} t h_{es}^2 (\sigma_c + \sigma_{oi} - \sigma_y) - \frac{1}{6} t h_{ei}^2 (\sigma_c - \sigma_{oi} + \sigma_y). \quad (19)$$

În relaţiile (16) ... (19), pe lîngă notaţiile date de relaţiile (15), s-a notat:

$$\sigma_{2s} = \sigma_{os} - \frac{a - y_1}{y_1} E \varepsilon_b$$

$$\sigma_{3s} = \frac{y_1 - a}{y_1} E \varepsilon_b \quad (20)$$

$$\sigma_y = \frac{h_1 + a - y_1}{h_1}(\sigma_{oi} - \sigma_{os}).$$

Relaţiile date pentru calculul poziţiei axei neutre şi a momentului capabil rămîn valabile şi dacă se acceptă pentru armătura pretensionată o curbă $\sigma - \varepsilon$ fără palier de curgere. În acest caz calculul se face prin iteraţie, acceptînd diferite valori pentru efortul unitar din cablu; în general, sînt suficiente 2—3 iteraţii.

5. CERCETĂRI EXPERIMENTALE

Metoda prezentată pentru calculul în domeniul plastic al grinzilor compuse oţel pretensionat-beton a fost verificată prin încercări experimentale realizate în Laboratorul de beton armat din Timişoara pe o grindă cu deschiderea de 7,00 m.

Secţiunea transversală a grinzii rezultă din figura 9. Betonul a avut următoarele caracte-

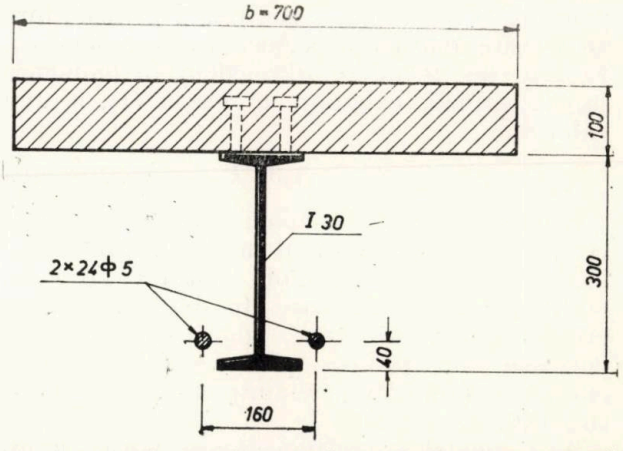
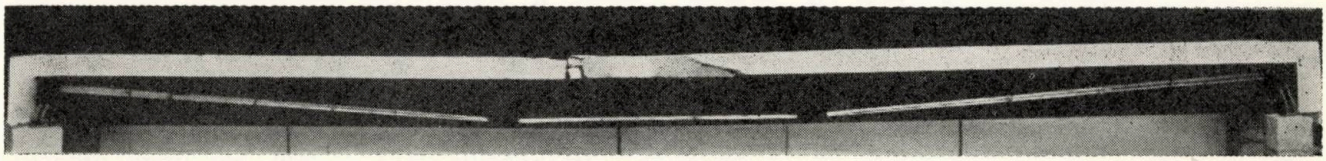


Fig. 9 — Secţiunea transversală a grinzii compuse experimentate.

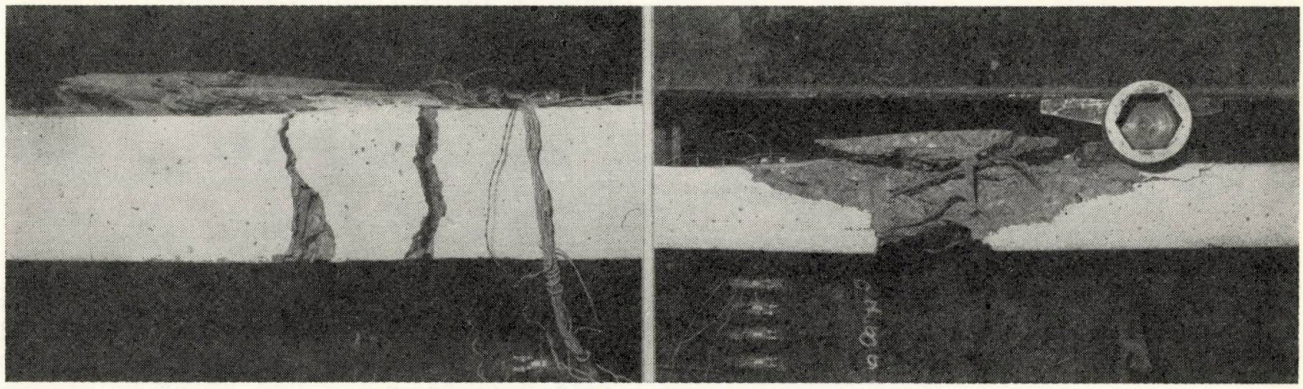
ristici în momentul încercării : $R_b = 503$ kgf/cm², $R_i = 440$ kgf/cm² şi $E_b = 332\,000$ kgf/cm²; grinda de oţel : $\sigma_c = 2\,590$ kgf/cm² pentru tălpi şi $\sigma_c = 2\,950$ kgf/cm² pentru inimă. Oţelul armăturii pretensionate (∅ 5 mm) a avut $\sigma_r = 16\,800$ kgf/cm².

Precomprimarea prin post-tensionare a grinzii de oţel a fost realizată cu două cabluri a 24 ∅ 5, avînd traseul dat în figura 2*b*, cu $e_m = 4{,}5$ şi $e_c = 23{,}5$ cm.

la distanţa $y_1 = 10{,}6$ cm faţă de fibra superioară de beton. Momentul capabil teoretic, după scăderea momentului de încovoiere dat de greutatea proprie, a avut valoarea $M_{pIII} = 56{,}28$ tfm. Forţa de rupere, calculată cu relaţia (10), dă $P_r = 23\,400$ kgf, valoare cu 6% mai mică decît aceea rezultată experimental. Vederea grinzii după încercare rezultă din figura 10.



a — vedere laterală ;



b şi *c* — vederi laterale ale dalei în punctul de rupere.

Fig. 10 — Vederea grinzii după rupere

Pentru deschiderea de 7,00 m s-a luat $l_1 = 2{,}64$ m şi $l_2 = 1{,}72$ m.

Prin precomprimarea grinzii de oţel s-a realizat în cablu un efort unitar $\sigma_{po} = 7\,500$ kgf/cm².

În prima etapă, grinda compusă a fost încărcată şi descărcată, în trepte de 2 500 kgf, de trei ori pînă la 5 000 kgf şi apoi pînă la $P = 17\,500$ kgf; comportarea grinzii a fost perfect elastică.

În a doua etapă, grinda a fost încărcată, în trepte de 2 500 kgf, pînă la epuizarea capacităţii portante, care s-a produs prin zdrobirea dalei de beton în zona centrală a grinzii; forţa de rupere măsurată a fost $P_r = 25\,000$ kgf. Efortul de întindere din calcul în momentul ruperii grinzii, calculat cu relaţia (1), a avut valoarea :

$$X_p = 1{,}01\ P_r. \qquad (1\,a)$$

Efortul unitar din cablu, dedus din ralaţia (1*a*), adunat cu efortul unitar iniţial $\sigma_{po} = 7\,500$ kgf/cm², dă un efort unitar total $\sigma_p = 10\,200$ kgf/cm², care nu depăşeşte limita elastică a oţelului. Deci, epuizarea capacităţii portante s-a produs prin cedarea secţiunii compuse oţel-beton înainte de plasticizarea cablului.

Axa neutră, corespunzătoare stării limită III (aproape de starea limită II), a fost situată

Variaţia săgeţii grinzii, măsurată la mijlocul deschiderii şi dată în figura 11, indică o comportare elastică aproximativ pînă la 0,75 P_r.

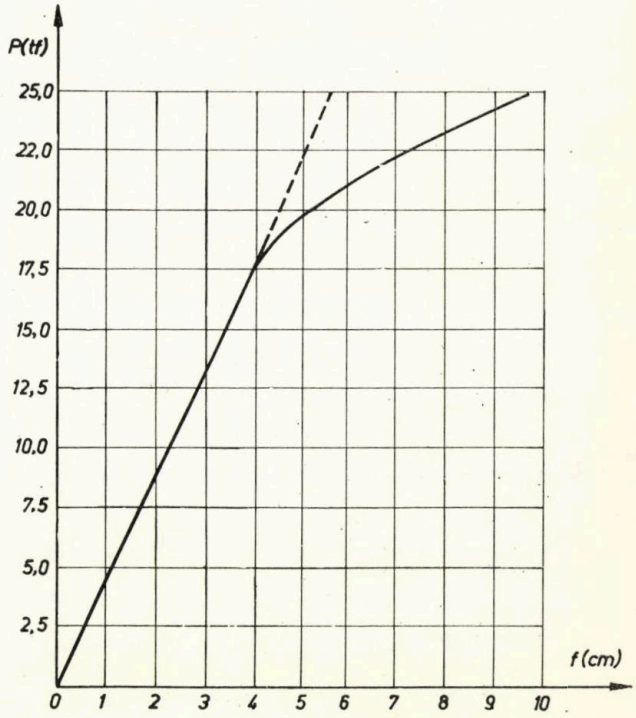


Fig. 11 — Variaţia săgeţii grinzii.

Prin pretensionarea grinzii de oţel s-a realizat o reducere importantă a coeficientului de formă (M_p/M_a) şi o creştere a capacităţii portante cu 63% comparativ cu aceeaşi grindă compusă oţel-beton nepretensionată.

Valorile eforturilor unitare şi ale deformaţiilor specifice măsurate la diferite trepte de încărcare au arătat o bună concordanţă cu valorile teoretice.

NOTAŢII

Semnificaţia celor mai multe notaţii folosite în acest articol rezultă din figuri. Se indică notaţiile suplimentare.

A — Aria secţiunii transversale a grinzii de oţel

A_c — Aria secţiunii transversale a grinzii compuse oţel-beton pentru încărcări de scurtă durată.

$A_{c\varphi}$ — Aria secţiunii transversale a grinzii compuse oţel-beton, pentru încărcări de lungă durată.

A_p — Aria secţiunii transversale a cablului de pretensionare (tirantul).

E — Modulul de elasticitate al grinzii de oţel.

E_b — Modulul de elasticitate al betonului.

E_p — Modulul de elasticitate al armăturii pretensionate.

I — Momentul de inerţie al grinzii de oţel.

I_c — Momentul de inerţie al grinzii compuse pentru încărcări de scurtă durată.

$I_{c\varphi}$ — Momentul de inerţie al grinzii compuse pentru încărcări de lungă durată.

σ_{po} — Efortul unitar din armătura de pretensionare a grinzii de oţel după consumarea pierderilor.

σ_p — Efort unitar maxim admis în armătura de pretensionare.

$n = \frac{E}{E_b}$ — Coeficientul de echivalenţă.

$k = 1 + \varphi$

φ — Caracteristica finală de curgere lentă a betonului.

M_p^c — Momentul plastic al grinzii compuse oţel precomprimat-beton.

M_p — Momentul plastic pentru grinda compusă oţel-beton.

M_c — Momentul de încovoiere total preluat de grinda compusă oţel precomprimat-beton rezultat din încărcările care produc în armătura pretensionată deformaţia specifică ε_{pc}.

ΔM — Momentul de încovoiere suplimentar pe care îl preia secţiunea compusă oţel precomprimat-beton, după atingerea în cablu a deformaţiei specifice ε_{pc}, pînă la epuizarea capacităţii portante a grinzii.

BIBLIOGRAFIE

[1] Mateescu D., Bota V.: *Alcătuirea şi calculul grinzilor compuse oţel-beton.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 7, 1966.

[2] Mateescu D., Bota V.: *Grinzi compuse oţel-beton. Elemente de legătură.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 8, 1966.

[3] Mateescu D., Bota V.: *Grinzi compuse oţel-beton cu eforturi iniţiale.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 5, 1968.

[4] Roagan S. R., Krahl W. N.: *Behavior of Prestressed Composite Beams.* Journal of Structural Division, vol. 93, No. ST6, December 1967.

[5] Bustin J., Subr J.: *Sprazené acelobetonové konstrukce.* Statnic Nakladatelstvi Technicke Literatury, Praha, 1964.

[6] Juncan N.: *Contribuţii la studiul grinzilor metalice cu zăbrele, pretensionate.* Lucrare de doctorat, Institutul politehnic Timişoara, 1969.

[7] Calzon I. M.: *Estructuras mixtas, teoria y practica.* Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento, Madrid, 1966.

[8] Belenia E. I.: *Vorgespannte Metallkonstruktionen.* VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1966.

[9] Scislewski TZ.: *Zabezpieczenie kabli sprezajacych konstrukje stalowe.* Inzynieria i Budownictwo, nr. 3, 1969, Warszawa.

[10] Dreux G.: *Pratique du béton précontraint.* Société de diffusion des techniques du bâtiment et des travaux publics, 1966.

[11] Dumas F: *Risques de corrosion et protection contre la corrosion des aciers de précontrainte au moyen de peintures à base de résines synthétiques.* 1965.

[12] Hoadley G. P.: *Behavior of Prestressed Composite Steel Beams,* Journal of the Structural Division, vol. 89, No. ST 3, June 1963.

[13] Tachibona Y., Kondo K.: *Experimental Study on Composite Beams Prestressed with Wire Cables.* International Association for Bridge and Structural Engineering, Seventh Congress, Rio de Janeiro, 1964.

[14] Barnard R. P., Johnson P. R.: *Ultimate Strenght of Composite Beams.* Proceedings of the Institution of Civil Engineering, vol. 32, October 1965.

[15] Bota V.: *Calcul en plasticité des poutres mixtes acier-béton.* Paris, Construction Métalique, nr. 1, Mars 1970; Calculul în domeniul plastic al grinzilor compuse oţel-beton. Bucureşti, Construcţii şi materiale de construcţie, nr. 1/1970.

[16] Bota V.: *Grinzi compuse oţel-beton. Contribuţii la alcătuirea constructivă şi dezvoltarea metodelor de calcul.* Lucrare de doctorat. Institutul politehnic Timişoara, 1969.

[17] Avram C., Bota V.: *Le calcul dans le domaine plastique des poutres mixtes acier précontraint-béton.* Comunicare la al VI-lea Congres al F.I.P., Praga, 6—13 iunie 1970.

ce se poate realiza în halele industriale cu structură mixtă prin înlocuirea elementelor de acoperiş din beton greu cu elemente din beton uşor

Ing. MAGDALENA TOMA
Şef al Filialei INCERC Cluj
Ing. FLOREA DUMITRESCU
Ministerul Construcţiilor Industriale

Betoanele uşoare de rezistenţă, folosind agregate uşoare, în special cele de tipul argilei şi şisturilor expandate, au căpătat o dezvoltare deosebită în străinătate, atît la elementele de beton armat, cît şi la cele de beton precomprimat, datorită eficienţei lor economice. În S.U.A., Anglia, U.R.S.S., R.F.G., Canada, Olanda şi o serie de alte ţări volumul construcţiilor realizate cu betoane din agregate uşoare este impresionant. Astfel, în U.R.S.S. s-au realizat în ultimii ani 500 mii m³ de elemente de construcţii din beton uşor (în special panouri pereţi şi planşee la locuinţe, elemente de închidere pereţi şi acoperiş pentru construcţii industriale), iar în S.U.A. şi Canada procentajul clădirilor realizate cu betoane uşoare este de aproximativ 25%, iar al podurilor din beton precomprimat de peste 15%.

La colocviul de la Copenhaga (mai 1971) cu tema „Aplicaţii ale betoanelor uşoare", o serie de ţări au prezentat cele mai recente realizări din betoane uşoare de rezistenţă armate şi precomprimate.

Tendinţa dezvoltării agregatelor artificiale pentru betoane a apărut atît datorită epuizării resurselor naturale de agregate, cît şi datorită posibilităţilor ce le oferă un agregat artificial ale cărui calităţi pot fi controlate, stăpînite, îmbunătăţite, în vederea obţinerii unui maximum de eficienţă la un grad de siguranţă dat.

În străinătate, ritmul deosebit de ridicat în aplicarea betoanelor uşoare de rezistenţă, înregistrat între anii 1966—1971, se datoreşte, pe de o parte, dezvoltării producţiei de agregate artificiale cu calităţi superioare, garantate de producător, cît şi cîştigării unei experienţe din partea inginerilor — proiectanţi şi executanţi — în a folosi astfel proprietăţile betoanelor uşoare, încît, cu tot costul sensibil mai ridicat al agregatelor artificiale, să obţină efecte economice apreciabile.

La noi în ţară, folosirea betoanelor cu agregate uşoare este la început şi există încă acea rezervă pe care o întîmpină întotdeauna produsul nou.

Producţia de agregate artificiale din argilă expandată este şi ea la început şi calităţile ei mai suportă încă îmbunătăţiri.

Cu toate aceste greutăţi, inerente începutului, o serie de unităţi de cercetare, proiectare şi execuţie din cadrul Ministerului Construcţiilor Industriale, Ministerului Industriei Materialelor de Construcţie şi al Ministerului Învăţămîntului şi-au axat studiile şi cercetările asupra elementelor de structură a construcţiilor din betoane uşoare armate şi precomprimate realizate cu agregate de argilă expandată din producţia curentă, dintre care unele au abordat domeniul elementelor de închidere, acoperiş şi pereţi [1] [2].

Rezultatele obţinute din studiul elementelor de suprafaţă de acoperiş de 12 m deschidere de tip cheson sau Π curb pentru subansamblul de 170 şi 265 kg/m² din beton uşor precomprimat, realizate cu agregate de granulit [1], proiectate de I.P.C. Bucureşti şi realizate la I. P. Găeşti şi I. P. Turda, au confirmat că aceste elemente pot înlocui cu succes omologele lor din beton greu.

Se dau mai jos principalele caracteristici ale acestor elemente :

Nr. crt.	Tipul elementului	Săgeata relativă			Marca	Indici da consum		
		exploatare	fisurare	ruptură	ciment kg/cm³	Greut. kg/m²	Nr. toroane/nervură	
							sub. 165	sub. 265
1.	Cheson curb cu înălţimea 50 cm, de tip CP 1,5×12 m, exec. la I.P. Găeşti pt. subansamblul 265	1/480	1/200	1/60	B400/460	2980/166	1	2
2	Element II curb cu înălţimea 50 cm, de tip II C 3,00× ×1,20 m, executat la I. P. Turda pt. subansamblul 256	1/510	1/189	1/74	B400/460	5180/144	3	4

Rezultatele experimentale au confirmat realizarea, pentru elementul II C 3,0 × 12,0 m — 265, a următorilor indici :

$$\frac{\text{Greutate element}}{\text{kg/m}^2} = \frac{5000}{139}$$

$$\text{Greutate specifică} = \frac{5000}{2{,}72} = 1840 \text{ kg/m}^3.$$

Calculele de eficienţă bazate pe reducerea greutăţii elementelor stabilesc că, la un raport de 3/4 între greutatea aparentă a betonului cu agregate uşoare şi cea a betonului greu, şi la valori de 0,5 ; 1,0 ; 1,5 ale raportului între încercările temporare şi greutatea proprie a elementului, se obţin reduceri de încărcări ale structurii ce duc la economii de oţel-beton de aproximativ 17%, 13%, 10%.

Pe această linie ne-am propus să calculăm reducerea de consum de oţel pe care ar aduce-o folosirea elementelor spaţiale de tip cheson sau II curb din beton uşor la halele industriale cu structură mixtă proiectate de I.P.C.

Din gama soluţiilor de hale parter studiate în structura mixtă, soluţia cu stîlpi de beton, ferme metalice şi elemente de acoperiş de beton precomprimat de deschidere mare — cheson de 1,5×12m, elemente II de 3×12m — s-a dovedit cea mai eficientă, aducînd o economie de metal de 5 kg/m² ... 10 kg/m² şi 8% — 15% la preţul de cost [3].

La cererea Ministerului Construcţiilor Industriale, pentru această soluţie de ansamblu, la deschiderile de 24 şi 30 m, s-au elaborat şi aprobat soluţii în care tălpile fermelor metalice sînt realizate din oţel superior OL 52, soluţie care a fost luată, în prezentul calcul, ca bază pentru a stabili efectul tehnico-economic al folosirii la acoperiş a elementelor de suprafaţă din beton precomprimat cu agregate din argilă expandată în locul celor din beton cu agregat de rîu.

Elementele de suprafaţă de acoperiş luate în calcul sînt cele ce fac obiectul temei de cercetare „Folosirea betoanelor uşoare în construcţii — elemente de închidere pereţi şi acoperiş" efectuată de INCERC — Filiala Cluj, proiectarea elementelor fiind făcută de I.P.C. Bucureşti, iar realizarea la Întreprinderile de prefabricate Găeşti şi Turda.

Conform proiectului I.P.C. 2100/D.V., fermele metalice de 24 şi 30 m deschidere pentru halele industriale cu structură mixtă, aşezate la 12 m interax, sînt calculate la încercări de 405 şi respectiv 340—345 kg/m² în care greutatea proprie a elementului de acoperiş II curb reprezintă 190 kg/m².

Prin folosirea elementelor de acoperiş precomprimate, realizate din beton cu agregate uşoare — argilă expandată — această greutate se poate reduce la 140 kg/m². Reducerea încărcării cu 50 kg/m², reprezintă o reducere de 12%—15% a valorii totale a încărcării (405—345 kg/m²). Reducerea încărcării influenţează în special consumul de oţel din tălpile fermelor. Făcînd redimensionarea lor pentru combinaţia de încărcări 340—345 kg/m² redusă la 290—295 kg/m² se obţine pentru ferma de 24 m o reducere de la 2386,89 kg la 2049,73, respectiv 337,16 kg OL 52 în tălpile fermei, deci 9,05% din consumul total al fermei, iar la ferma de 30 m o reducere de la 3587,78 la 3119,20 kg. deci 468,58 kg OL 52 în tălpile fermei, deci o reducere de 7,9% din consumul total al fermei.

Reducerea totală a consumului de oţel OL 52 în tălpi şi OL 37 în diagonale şi montanţi se ridică la 14,40% la fermă de 24 m şi 11,85% la ferma de 30 m deschidere, ambele pentru ipoteza de încărcare 290—295 kg/m².

Departe de a reprezenta o analiză a tuturor factorilor economic pe care îi determină înlocuirea agregatelor obişnuite cu agregate uşoare — argilă expandată — în elementele de acoperiş la hale industriale, prezentul calcul şi-a propus să releve numai unul din aspectele economice majore — economia de oţel — considerînd că ea va constitui un stimulent pentru introducerea în producţie a elementelor de beton armat şi precomprimat din betoane uşoare de rezistenţă.

BIBLIOGRAFIE

[1] * * * *Cheson de acoperiş 1,5×12 m şi element* II *curb 3 × 12 m din beton precomprimat de granulit.* I.P.C. Bucureşti — Proiect 5071/71.

[2] Giurgiu I. ş.a.: *Consideraţii privind tehnologia de fabricaţie industrială a elementelor precomprimate din beton de granulit. Caracteristicile fizico-mecanice şi elastice ale betonului de granulit pentru elemente precomprimate.* BIT. 2/1971.

[3] Dabija M. şi Urmă E.: *Probleme privind adoptarea unor soluţii cu grad ridicat de eficienţă tehnico-economică la hale industriale parter cu structură mixtă tipizate.* Revista „Construcţii" nr. 3/1971.

Utilizarea calculatorului electronic

pentru

OPTIMIZAREA AMPLASĂRII INVESTIȚIILOR

Ing. DAN IVANOV
progr. SANDA TURBURI,
Centrul de organizare și cibernetică în construcții

Un factor esențial în determinarea parametrilor unei investiții îl constituie stabilirea amplasamentului. Această problemă se pune atît la găsirea unei zone de amplasare pentru un mare combinat, de exemplu, dar și la poziționarea optimă a unei noi secții într-o uzină.

Evident că vor trebui alese mai multe variante posibile și trebuie remarcat că este puțin probabil ca soluția optimă să fie găsită la prima vedere. Foarte probabil că amplasamentul cel mai bun din punct de vedere tehnologic nu va satisface exigențele alimentării cu energie electrică, iar acesta din urmă pe cele ale alimentării cu abur, de exemplu.

Problema, așa cum se prezintă, apare ca o problemă de decizie multidimensională (cu mai multe criterii).

Într-un proces de decizie distingem:

— o mulțime de alternative A_i posibile, alternativa fiind, de fapt, un mod de a acționa;

— un decident care va trebui să aleagă una dintre alternative;

— o mulțime a consecințelor (a_{ij}) corespunzătoare fiecărei alternative (consecințe fie sigure, fie posibile);

— o mulțime a criteriilor C_i(independente sau nu), după care se apreciază fiecare alternativă;

— o mulțime a utilităților (a foloaselor) u_{ij} ale fiecărei alternative, din punct de vedere al fiecărui criteriu.

MATRICEA CONSECINȚELOR

CRITERII / ALTERNATIVE	C_1		C_j		C_n
A_1	a_{11}				
A_i			$a_{i,j}$		
A_m					$a_{m,n}$

MATRICEA UTILITĂȚILOR

CRITERII / ALTERNATIVE	C_1		C_j		C_u
A_1	u_{11}				
A_i			$u_{i,j}$		
A_m					$u_{m,n}$

Notă: în tabelul „Matricea utilităților", criteriul C_u se va citi C_n.

Fig. 1.

Fiind definite aceste noțiuni, se poate reprezenta un proces de decizie prin următorul model:

Pentru a putea selecționa o alternativă optimă, decidentul va trebui să poată găsi o apreciere globală care să-i permită să decidă în cunoștință de cauză.

Există azi o sumă de metode care furnizează o astfel de apreciere. Caracteristicile comune ale acestor metode sînt următoarele:

1. Recurg la ipoteze simplificatoare asupra elementelor procesului de decizie.
2. Recurg la un sistem axiomatic, mai mult sau mai puțin dezvoltat, mai mult sau mai puțin evident.
3. Dat fiind sistemul axiomatic, caracterul subiectiv nu poate fi eliminat cu desăvîrșire.
4. Recurg la unele procedee heuristice sau intuitive pentru a formula axiomele.
5. Acceptă, implicit sau nu, ipoteza descomponibilității criteriilor dependente într-o mulțime de criterii mai simple, independente.

Pe scurt vom prezenta două metode esențiale, cele mai uzitate.

Metoda estimării utilităților von Neumann-Morgenstern [2] pornește de la un sistem de cinci propoziții:

a. un decident, care compară consecințele a două alternative, poate:

— prefera pe A_i lui A_j $A_i \mathcal{P} A_j$

— invers $A_j \mathcal{P} A_i$ (1)

— să nu prefere nici o alternativă $A_i \mathcal{I} A_j$

b. $(A_i \mathcal{P} A_j) \& (A_j \mathcal{P} A_k) \Rightarrow (A_i \mathcal{P} A_k)$

$(A_i \mathcal{I} A_j) \& (A_j \mathcal{I} A_k) \Rightarrow (A_i \mathcal{I} A_k)$ (2)

c. Se poate lua în considerare un tip aparte de alternative: „Mixturi probabilistice a două alternative simple A_i și A_j'' de tipul $A' = [pA_i\,(1-p)A_j]$ unde p este probabilitatea realizării alternativei A_i.

d. Fiind date A_1, A_2, A_3 și relația $A_1 \mathcal{P} A_2 \mathcal{P} A_3$ există o mixtură $A' = [p'A_1'\,(1-p')A_3]$ astfel ca $A' \mathcal{P} A_2$ (3)

și o mixtură $A'' = [p''A_1, (1-p'')A_3]$

astfel ca $A_2 \mathcal{P} A''$, putîndu-se deci exprima o infinitate de mixturi între A_1 şi A_3.

e. Fiind date A_1, A_2, A_3 distincte şi relaţia $A_1 \mathcal{P} A_2$, (4) atunci implicit se exprimă şi relaţia $[p\,A_1, (1-p)A_3] \mathcal{P} [pA_2, (1-p)A_2]$.

Funcţia de utilitate (pe baza acestor cinci propoziţii) stabileşte corespondenţa între mulţimea numerelor reale şi mulţimea alternativelor.

Cunoscînd $u(A_1)$ şi $u(A_0)$ şi relaţia $A_1 \mathcal{P} A_0$, se poate exprima $u(A_i)$, oricare ar fi A_i, pe baza următoarelor cazuri:

$$A_1 \mathcal{P} A_i \mathcal{P} A_0 \text{ sau}$$
$$A_i \mathcal{P} A_1 \mathcal{P} A_0 \text{ sau}$$
$$A_1 \mathcal{P} A_0 \mathcal{P} A_i$$

Funcţia de utilitate poate suferi o transformare liniară:

$$u'(A_i) = au(A_i) + b \quad \text{unde } a, b \in R \qquad (5)$$

Date fiind utilităţile fiecărei alternative din punct de vedere al fiecărui criteriu (matricea utilităţilor), pe fiecare coloană (corespunzătoare unui criteriu) se poate trece la estimarea unei utilităţi relative, asociindu-se utilităţii maxime de pe coloană valoarea 1, celei minime valoarea 0 şi interpolînd liniar între ele.

Cu aceste utilităţi relative ponderate cu nişte coeficienţi k de importanţă a criteriilor, se obţine prin sumare o utilitate totală care permite departajarea alternativelor, obţinînd-o pe cea optimă.

O critică atentă a acestei metode ne permite să remarcăm că:

1. Procedeul de trecere de la unităţile absolute (exprimate, de la caz la caz, în bani, m³, calificative, note etc.) la unităţi relative, eşalonate între 0 şi 1, nu respectă formula de transformare liniară de tip (5), ceea ce (în condiţiile imposibilităţii de evaluare a reziduului b) falsifică rezultatul.

2. Ponderile acordate criteriilor sînt complet subiective.

3. Jocul ponderilor şi al sumării permite ca obţinerea de avantaje mari în criterii neesenţiale să compenseze inconvenientele principale.

Metoda ELECTRE a lui B. Roy [3] propune constituirea unei matrice de note acordate fiecărei alternative (din punct de vedere al fiecărui criteriu). Pe baza acestei matrice se stabilesc coeficienţii de concordanţă şi de discordanţă a două alternative, astfel:

$$c(M_g, M_h) = \frac{1}{k_j} \cdot \sum_j k_j \text{ pentru acei } j \text{ pentru care } a_{gk} > a_{hk}$$

$$d(M_g, M_h) = \begin{cases} 0 & \text{dacă } a_{gk} < a_{hk} \\ \dfrac{1}{d} \max |a_{gk} - a_{hk}|, \text{ unde } d \text{ este ecartul maxim din tabel.} \end{cases}$$

Se obţin astfel două matrice de concordanţă şi discordanţă a perechilor de alternative între ele.

Fixînd un prag de concordanţă p şi unul de discordanţă q cît mai apropiate respectiv de 1 şi de 0, metoda elimină treptat alternativele, ajungînd la o listă mică de alternative preferabile (eventual la o soluţie unică).

După cum se poate vedea, metoda face complet abstracţie de aprecierea utilităţilor pe care nici nu le defineşte.

Metoda ELECTRE introduce idei noi care completează imaginea problemelor de decizie multidimensională, dar i se pot reproşa şi unele scăderi:

1. Refuză conceptul de utilitate şi nu foloseşte nimic din teoria utilităţii a lui von Neumann şi Morgenstern, deşi notele sînt, în definitiv, exprimarea unei utilităţi.

MATRICEA CONCORDANŢEI

ALTERNATIVE	A_1		A_i		A_m
A_1			$C_{1,i}$		$C_{1,m}$
A_i	$C_{i,1}$				$C_{i,m}$
A_m	$C_{m,1}$		$C_{m,i}$		

MATRICEA DISCORDANŢEI

ALTERNATIVE	A_1		A_i		A_m
A_1			$d_{1,i}$		$d_{1,m}$
A_i	$d_{i,1}$				$d_{i,m}$
A_m	$d_{m,1}$		$d_{m,i}$		

Fig. 2.

2. Coeficientul de concordanţă sumează nişte ponderi, în timp ce coeficientul de discordanţă sumează nişte raporturi de note.

3. Ponderile acordate criteriilor sînt perfect subiective.

4. Coeficientul de concordanţă nu ţine seama de mărimea ecartului favorabil (pentru un criteriu) al unei alternative faţă de alta.

5. Coeficientul de discordanţă raportează totul la ecartul maxim existent în tabel, ceea ce nu are nici o semnificaţie, mai ales în cazul în care, pentru un singur criteriu, două alternative, care pînă în final vor fi total eliminate ca defavorabile, au un ecart de o valoare foarte mare.

6. Metoda nu lucrează cu evaluări valorice absolute ale consecinţelor, înlocuindu-le cu note a căror estimare introduce un grad suplimentar evident de subiectivitate.

O metodă combinată [1] prevede aplicarea metodei ELECTRE la matricea utilităţilor, rearanjate conform metodei lui von Neumann şi Morgenstern. Se elimină astfel majoritatea neajunsurilor ivite în ambele metode rămînînd totuşi încă de semnalat:

1. Coeficientul de discordanţă nu are nici o legătură logică cu coeficientul de concordanţă.

2. Trecerea la utilităţi relative nu respectă relaţia de transformare liniară (5).

3. Ponderile rămîn apreciate în mod subiectiv.

Sesizînd aceste neajunsuri, un recent articol [4] propune o nouă expresie a celor doi coeficienţi, numindu-i coeficienţi normalizaţi :

$$c^*(M_g, M_h) = \sum_j k_j (a_{gj} - a_{hj}) \quad \text{pentru} \quad a_{gj} < a_{hj}$$

$$d^*(M_g, M_n = \sum_j k_j (a_{hj} - a_{gj}) \quad \text{pentru} \quad a_{hj} > a_{gj} .$$

În modul în care se propune modificarea metodei ELECTRE, ea va putea fi aplicată numai la matricea utilităţilor, altfel, coeficienţii nefiind subunitari, dispare relaţia de prag $p \leqslant 1$ şi $q' \geqslant 0$, nemaiputîndu-se afirma nimic precis despre valoarea lor, ceea ce aduce schimbări esenţiale în metodă.

Vom propune o nouă expresie pentru aceşti coeficienţi (reţinînd spiritul general al metodei ELECTRE) :

$$C_{g,h} = \sum_j k_j^* \frac{(a_{g,j} - a_{h,j})}{e_j} \quad \text{pentru} \quad a_{g,j} > a_{h,j}$$

$$\text{iar} \quad e_j = \text{Max} | a_{m,i} - a_{n,j} |$$

$$\forall_{m,n} \qquad m \neq n$$

$$d_{g,h} = \sum_j k_j^* \frac{(a_{h,j} - a_{g,h})}{e_i} \quad \text{pentru} \quad a_{h,j} > a_{g,j}$$

$$e_i = \text{Max} \, | a_{m,i} - a_{n,j} |$$

$$\forall_{m,n} \qquad m \neq n$$

unde k_j^* sînt ponderile normalizate astfel ca $\sum_j k_j^* = 1$.

Avantajele acestor coeficienţi ar fi următoarele :

1. Matricea consecinţelor alternativelor poate fi exprimată în valori absolute.

2. Ecartul între notele a două alternative faţă de un criteriu este raportat la ecartul maxim al aceluiaşi criteriu, ceea ce dă o măsură exactă a concordanţei (discordanţei).

3. Ceea ce se sumează pentru obţinerea lui $c_{g,h}$ şi $d_{g,h}$ sînt coeficienţi adimensionali, ceea ce nu implică impunerea unor ipoteze asupra aditivităţii utilităţilor şi a independenţei criteriilor.

4. Permite introducerea unor coeficienţi de corecţie a concordanţelor şi discordanţelor, care să permită obţinerea unor anumite tipuri de soluţii.

5. Se pot aplica coeficienţi de pondere normală m_j.

6. Dacă se aplică la matricea utilităţilor vom avea, evident, $e_j = 1$, ceea ce ne duce la coeficienţii normalizaţi exprimaţi anterior ([4], iar dacă $k_j^* = 1$, $j = 1, 2 \ldots n$ vom avea relaţia :

$$A_{g,h} = C_{g,h} - d_{g,h} = \sum_i a_{g,i} - \sum a_{h,i} \quad \forall a_{jj}, a_{hj}$$

Se poate vedea uşor că

$$A_{g,h} = \pi_g - \pi_h \quad \text{sau}$$

$$A_{g,h} = K_j^* \cdot (a_{g,j} - a_{h,j})$$

unde π_g şi π_h sînt produsele unui vector linie $k_j^* j = 1,2 \ldots n$ şi al unui vector coloană $\bar{a}_{g,j}$ $j = 1, 2, \ldots n$, sau $\bar{a}_{h,j} j = 1,2 \ldots n$.

Rezultă că pentru departajarea soluţiilor se poate recurge fie la o departajare pe baza unei aprecieri generale $A_{g,h}$ de forma :

$$A_{g,h} = \gamma c_{g,h} - \delta d_{g,h},$$

unde γ şi δ sînt coeficienţi subiectivi care condiţionează soluţia optimă de tipul ponderilor (de ex. : condiţia de a nu fi depăşit un anumit prag de discordanţă), fie la o departajare pe baza metodei ELECTRE care va fi detaliată mai jos.

Vom mai arăta că se pot introduce nişte ponderi normale m_j ale fiecărui criteriu, apreciate astfel :

$$m_i = \frac{\max | a_{m,j} - a_{n,j} |}{\text{opt. } a_{i,j}} \quad \forall_{m,n}$$

unde opt. $a_{i,j}$ este nota acordată alternativei optime din punct de vedere al fiecărui criteriu în parte.

Semnificaţia ponderii normale este intuitiv aceasta : dacă alternativele sînt apropiate între ele, din punct de vedere al criteriului j, nu are vreo consecinţă deosebită renunţarea la alternativa optimă din punct de vedere j, în timp ce pentru ecart mare acest lucru are o influenţă deosebită.

Expresia generală a coeficienţilor va fi, în acest caz :

$$c_{g,h} = \sum_j k_j^* m_j \frac{(a_{g,j} - a_{hj})}{e_j}$$

$$d_{g,h} = \sum_j k_j^* m_j \frac{(a_{h,j} - a_{g,h})}{e_j}$$

cu aceleaşi semnificaţii şi restricţii ca mai sus.

Metoda are totuşi două dezavantaje :

1. Aprecierea ponderilor k_j continuă să rămînă subiectivă, deşi i se poate micşora subiectivitatea prin aplicarea unei decizii de grup [1], sau prin renunţarea totală la ponderile k_j^*.

2. Cere ca aprecierea la criteriile calitative să se facă nu prin calificative (bun, excelent, rău etc.) ci prin note, ceea ce nu măreşte cu nimic subiectivitatea aprecierii prin calificative, dar micşorează într-o oarecare măsură libertatea formei în care utilizatorul poate furniza datele de mai jos.

Metoda a fost programată pentru calculatorul electronic IRIS-50 (programul SEMAC — Selecţionarea Multidimensională a Alternativelor Complexe), urmînd ca în cele de mai jos să se expună numai un modul al programului — modulul SELA — bazat în cea mai mare parte pe articolul ing. J. Aurian [5].

Pornind de la datele inițiale :

— număr maxim de amplasamente,
— număr maxim de criterii,
— ponderea fiecărui criteriu,
— nota amplasamentelor în funcție de fiecare criteriu, modulul SELA determină în primul rînd matricele coeficienților de concordanță și discordanță ($C_{g,h}$ și $D_{g,h}$), matrici pătrate avînd dimensiunea egală cu numărul de alternative, $C_{g,h}$ exprimînd concordanța alternativei g în raport cu alternativa h, iar $D_{g,h}$ discordanța în mod similar.

Modulul asociază matricelor de concordanță și discordanță un graf imaginar (deși selectarea alternativelor preferabile se poate face și fără graf).

Pentru un grup de valori de praguri de concordanță — p — și de praguri de discordanță — q — cuprinse între 0 și 1, și anume pentru fiecare pereche (p, q) se determină nodurile de anucleu prin următoarele prelucrări :

— generarea grafului de sinteză,
— eliminarea circuitelor din graf,
— determinarea mulțimii nodurilor de anucleu.

Prin graf de sinteză se înțelege un graf a cărui mulțime de noduri este mulțimea alternativelor, iar între nodul g și nodul h există un arc (g, h) dacă sînt îndeplinite condițiile :

$$C_{g,h} \geqslant q$$

$$D_{g,h} \leqslant q.$$

Prin eliminarea circuitelor din graf se înțelege că toate nodurile situate pe un circuit se înlocuiesc printr-un singur nod aparținînd acestui circuit, iar toate arcele dintre nodurile de pe circuit cu nodurile din afara circuitului, fiind atașate nodului prin care s-a înlocuit circuitul. Vom spune că nodul care înlocuiește este echivalent tuturor nodurilor situate pe circuit.

Prin noduri de anucleu ale unui graf fără circuite vom înțelege acele noduri care au cel puțin un arc incident exterior (cel puțin un arc cu extremitatea finală într-un alt nod al mulțimii de noduri).

Nodurile de anucleu se calculează pentru mai multe variante, considerîndu-se diferite perechi de valori p și q. Prin analiza rezultatelor se obține o listă a alternativelor preferabile.

În figura 3 se prezintă schema bloc a modulului SELA.

Datele furnizate de către utilizator sînt următoarele :

— număr maxim de variante,
— număr maxim de criterii,
— ponderea fiecărui criteriu,
— notele variantelor în funcție de criteriile considerate.

Aceste date se introduc în calculator prin completarea a două tipuri de formulare (fig. 4) :

— *Tipul I* — cu caracter general cuprinde :
- număr maxim de variante,
- număr maxim de criterii,
- ponderea fiecărui criteriu în parte.

— *Tipul II* — cuprinde notele acordate variantelor în funcție de fiecare criteriu.

Pentru obținerea rezultatelor din fig. 5 au fost necesare trei minute calculator.

De menționat că pentru selectarea a 80 de variante cu 20 de criterii timpul necesar de calcul a fost de 30 de minute.

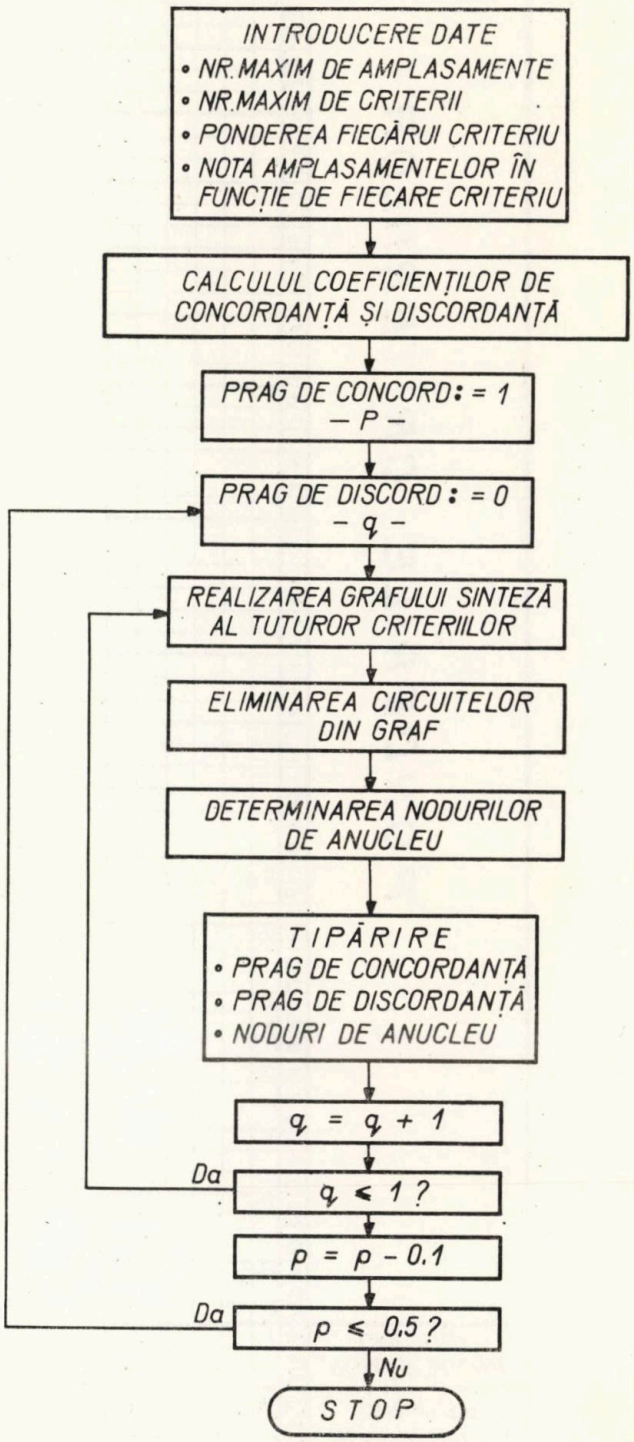
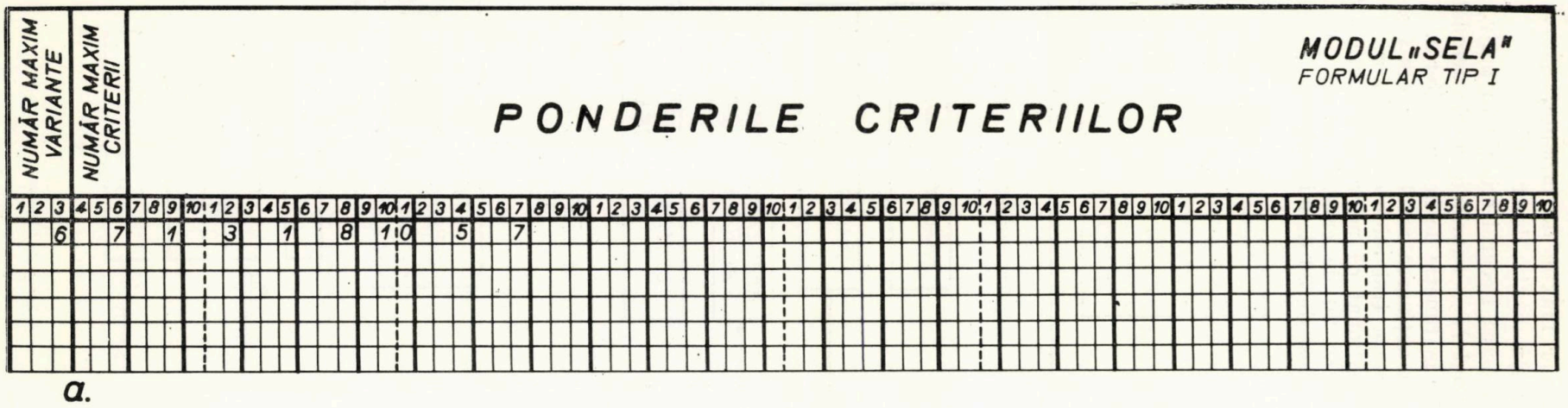


Fig. 3.


NUMĂR MAXIM VARIANTE
NUMĂR MAXIM CRITERII
MODUL „SELA"
FORMULAR TIP I
PONDERILE CRITERIILOR

a.

b.

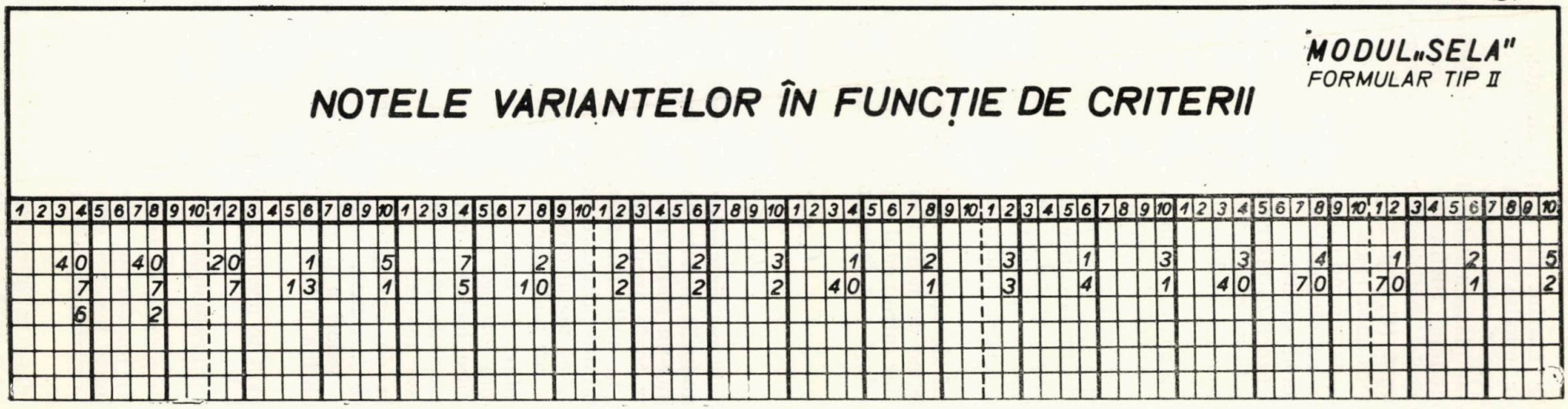

MODUL „SELA"
FORMULAR TIP II
NOTELE VARIANTELOR ÎN FUNCȚIE DE CRITERII

Fig. 4.

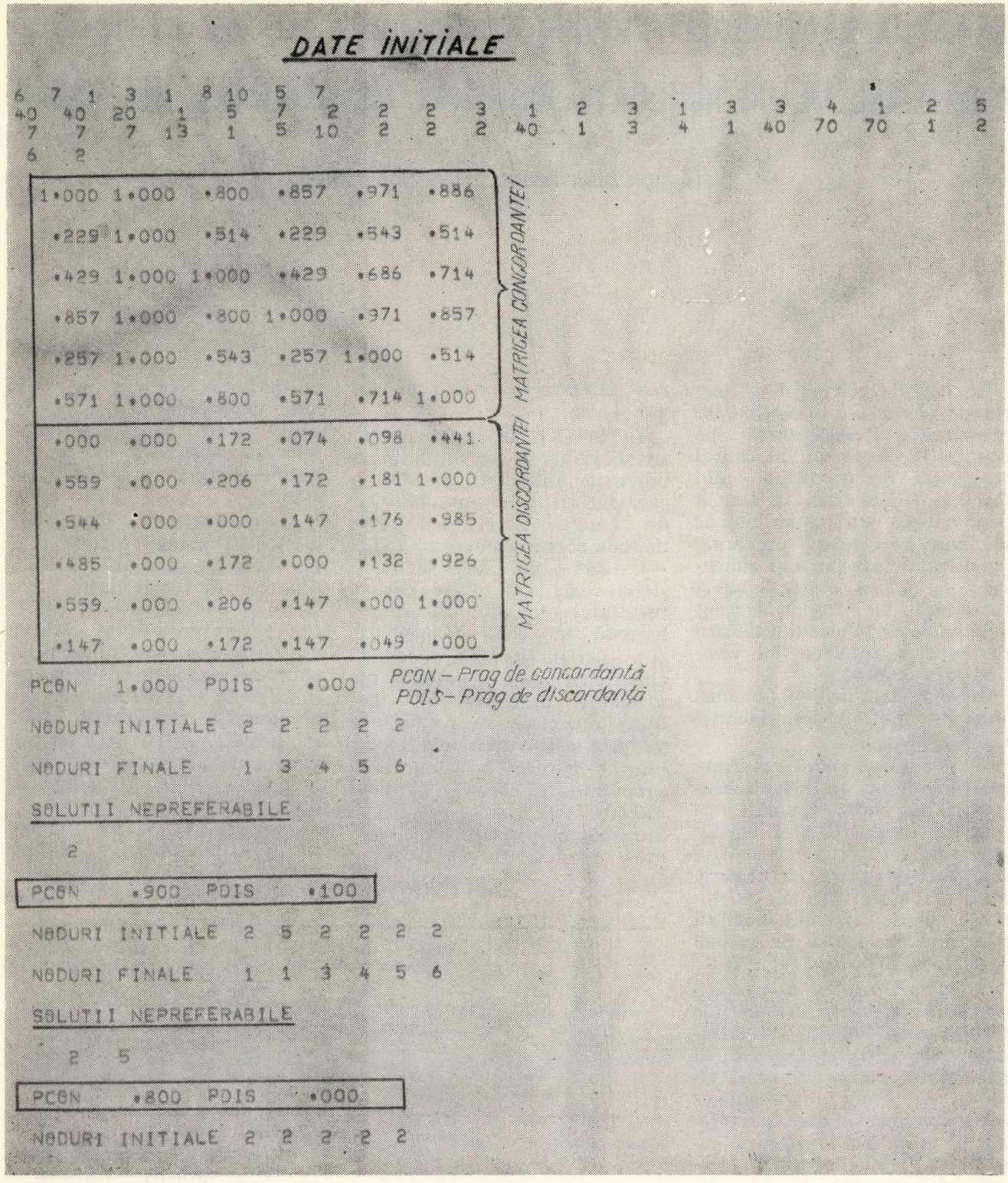


Fig. 5.

BIBLIOGRAFIE

[1] Boldur Gh. : *Procese informaționale și de decizie.* București, Ed. Științifică, 1969.

[2] von Neumann J. și Morgenstern G. : *Theory of games and economic behavior.* Princeton University Press, 1967.

[3] Roy B. : *Classement et choix en présence de points de vue multiples (la methode ELECTRE).* Revue française d'informatique et de recherche operationelle, mars-avr., 1968.

[4] Boldur Gh. : *Asupra deciziilor multidimensionale.* Studii și cercetări de calcul economic și cibernetică economică, nr. 4, 1970.

[5] Aurian J. : *Amplasarea optimă a întreprinderilor prin metode de selecționare.* Studii și cercetări de calcul economic și cibernetică economică, nr. 4, 1969.

DATE EXPERIMENTALE PRIVIND REZISTENȚA LA ÎNGHEȚ-DEZGHEȚ A BETOANELOR CU AGREGATE REACTIVE CU ALCALIILE DIN CIMENT

Dr. ing. **IDA DUMITRESCU**, ing. **SANDA MANOLIU**
I.S.P.H.

În cursul activității de cercetare pentru construcțiile hidrotehnice, desfășurată pe durata a cca 15 ani în cadrul sectorului de cercetare din I.S.P.H. — perioadă în care a fost studiat un mare număr de tipuri de betoane preparate cu diverse agregate și cimenturi — a fost sesizată slaba rezistență la îngheț-dezgheț a betoanelor în cazul utilizării agregatelor reactive cu alcaliile din ciment.

În explicația acestui fenomen sînt de luat în considerație două aspecte :

— solicitarea sporită a structurii betonului, datorită suprapunerii expandării gelului format în urma reacției alcalii-agregate, cu expandarea apei înghețate în pori; ca urmare, apar mai rapid primele microfisuri și se creează condiții pentru o accelerare progresivă a procesului de distrugere;

— favorizarea dezvoltării reacției menționate, în condițiile proprii metodologiei de încercare la îngheț-dezgheț a betoanelor; în acest sens, un factor de primă importanță îl constituie menținerea epruvetelor în stare de umezire avansată, dezghețul acestora efectuîndu-se în apă.

Zonele de unde au provenit agregatele cu conținut de elemente reactive (diverse forme ale bioxidului de siliciu de joasă cristalizare), folosite la prepararea betoanelor studiate, au fost : albia Prutului — Stînca Costești; albia Siretului — — Chetriș, Fărăoani, albia Dunării — Călărași, Turnu Măgurele, Hîrșova — cariera de calcar Celea.

În tabela 1 sînt indicate, pentru aceste agregate, conținutul în particule reactive, precum și caracterizarea potențialului lor de reacție determinat prin metoda chimică, conform ASTM —C—289 — 66. Este de menționat că, în multe cazuri, rezultatele obținute prin această metodă nu sînt concludente și nu permit tragerea unor concluzii cu privire la posibilitatea utilizării agregatelor. O mai bună apreciere se poate face pe baza măsurării alungirii unor bare de mortar, la 6 luni după preparare (ASTM—C—227—64); metoda este însă dificilă și durează mult timp. De aceea, orice posibilitate de a primi o indicație sigură, pe calea unor determinări curente, cum sînt, pentru betoanele hidrotehnice, încercările de îngheț-dezgheț, merită o atenție deosebită.

Comportarea la îngheț-dezgheț a betoanelor a fost urmărită prin măsurarea modulului dinamic de elasticitate, folosindu-se metoda rezonanței. În fig. 1 sînt prezentate graficele de variație, sub acțiunea ciclurilor de îngheț-dezgheț, a modulului de elasticitate dinamic al betonului raportat la modulul inițial, pentru betoane preparate cu agregate din zonele menționate și cu cimenturi de diferite tipuri.

Trebuie subliniat că este vorba de betoane avînd o compo-

Tabela 1

Proveniența agregatului		Conținutul de material reactiv determinat mineralogic (în %)					Caracterizarea potențialului de reacție după ASTM C-289-66	
		Fracțiunea (în mm)					Nisip 0—7 mm	Agregat total
		7—15	15—30	30—50	50—70	70—120		
Stînca Costești		18,5	35	57,5	45,0	—	Zona C (înaltă reactivitate)	Zona C (înaltă reactivitate)
Fărăoani	gresie opaloferugin.	11,0	11,4	14,0	5,3	7,3	Zona A (incert)	Zona A (incert) și C (înaltă reactivitate)
	silicolite	2,2	1,7	0,9	—	—		
Turnu Măgurele		2,0	1,6	2,5	4,2	—	Zona A (incert)	Zona A (incert) și B (nereactiv)
Hîrșova		Calcar cu incluziuni de opal					Zona C (înaltă reactivitate)	

ziție care le-ar fi asigurat, în cazul utilizării unor agregate nereactive, o foarte bună comportare la îngheț-dezgheț, dat fiind că pentru aceasta erau întrunite toate condițiile necesare (agregate negelive, curate, avînd o granulozitate corespunzătoare; cimenturi verificate sub aspectul gelivității betoanelor; aditivi dispersanți — antrenatori de aer; dozaje permițînd valori reduse ale factorului a/c).

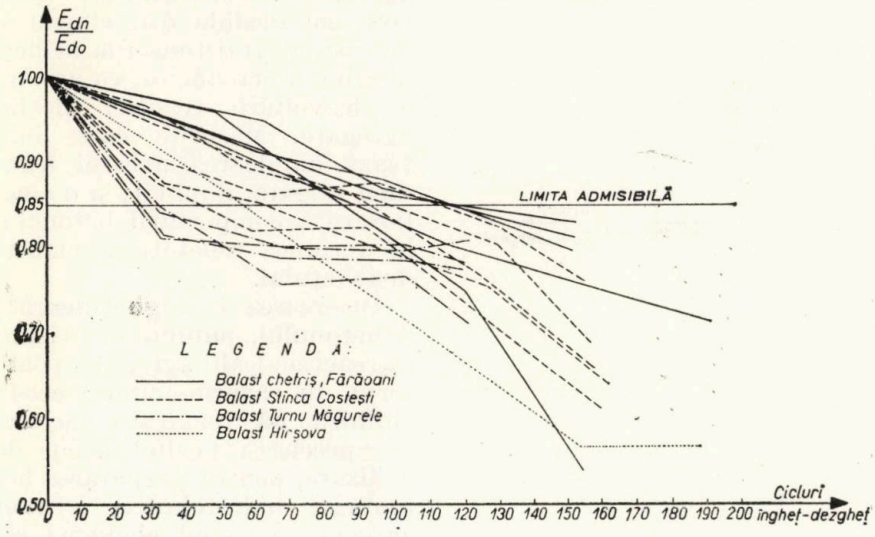


Fig. 1

Așadar, apare clar că rezultatele nesatisfăcătoare înregistrate pentru rezistența la îngheț-dezgheț a acestor betoane se datoresc prezenței în agregate a particulelor de bioxid de siliciu de joasă cristalizare; influența lor negativă se simte cu atît mai puternic cu cît sînt în procent mai mare.

Pornind de la aceste constatări, a fost inițiat un studiu cu scopul de a pune în evidență atît fenomenul de afectare a comportării betonului la îngheț-dezgheț în urma dezvoltării reacției alcalii-agregate, cît și modul în care influența pe care anumiți factori o au asupra acestei reacții se răsfrînge asupra gelivității betonului.

În conformitate cu acest obiectiv a fost conceput un program de cercetare axat pe două linii:

— comportarea sub aspectul rezistenței la îngheț-dezgheț a unor betoane diferind prin natura agregatelor: agregate reactive cu alcaliile din ciment și agregate inerte;

— urmărirea influenței conținutului de alcalii din ciment și a adaosurilor active din ciment (tras, zgură) asupra gelivității betoanelor cu agregate reactive.

Ca agregate reactive au fost utilizate agregatele din zona Stînca Costești. S-a considerat că în acest caz extrem va putea fi mai bine pus în lumină efectul produs de factorii menționați — alcalii și adaosuri active din ciment — parametrii determinanți ai modului de desfășurare a reacției alcalii-agregate. Agregatele inerte au fost integral de concasaj, provenite dintr-un calcar compact, de bună calitate.

Cimenturile, ale căror caracteristici sînt date în tabela 2, au fost în număr de patru, din care trei românești — H, Pz 400 și SRA — și unul din URSS notat cu S (un tip de ciment considerat indicat în cazul agregatelor reactive). Cimentul SRA a avut un conținut de 15% tras, adaos activ care, legînd alcaliile într-o fază incipientă a formării structurii de ciment, reduce pericolul desfășurări pînă la efecte nocive a reacției alcalii-agregate. Acest ciment a avut și procentul cel mai redus de alcalii, prezentînd astfel caracteristicile cele mai favorabile pentru ameliorarea rezistenței la îngheț-dezgheț a betonului cu agregate reactive. La polul opus s-a aflat cimentul alitic H, care a avut procentul maxim de alcalii (0,84%) și nici un fel de adaos. Cimenturile Pz 400 și S au avut 15% adaos zgură.

Betonul care a constituit obiectul cercetării a avut granula maximă a agregatelor de 40 mm, un dozaj de ciment de 300 kg/m^3, un conținut de aer oclus în jur de 4% și consistența corespunzătoare unei tasări de cca 2 cm. Cu două variante de agregate și 4 tipuri de ciment au rezultat 8 compoziții de beton, pentru care — pe prisme de $10 \times 10 \times 55$ cm, supuse la cicluri de îngheț-dezgheț — s-a urmărit variația modulului de elasticitate dinamic.

Comportarea diferită la îngheț-dezgheț a betoanelor, în funcție de natura agregatelor,

Tabela 2

Caracteristica	Felul cimentului			
	SRA	H	Pz 400	S
Rezistența la compresiune (kg/cm^2)				
7 zile	386	379	342	362
28 zile	510	505	431	496
90 zile	573	525	468	523
Rezistența la întindere (kg/cm^2)				
7 zile	32	29	27	30
28 zile	40	39	34	38
90 zile	49	40	44	41
Timpul de priză (ore)				
început	2	3^{30}	3^{15}	4
sfîrșit	4	5^{25}	4^{50}	5^{35}
Rest pe sita cu 4900 ochiuri /cm^2 (%)	3,9	4,1	10,2	8,1
Conținut alcalii (exprimat în % de Na_2O)	0,55	0,84	0,69	0,66

reiese în mod clar comparînd rezultatele obţinute pentru betoanele cu agregate inerte (fig. 2) cu cele obţinute pentru

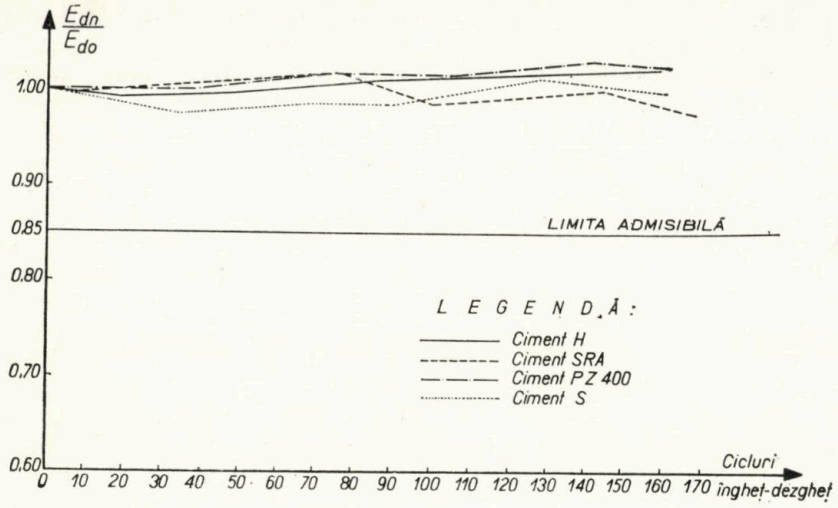


Fig. 2

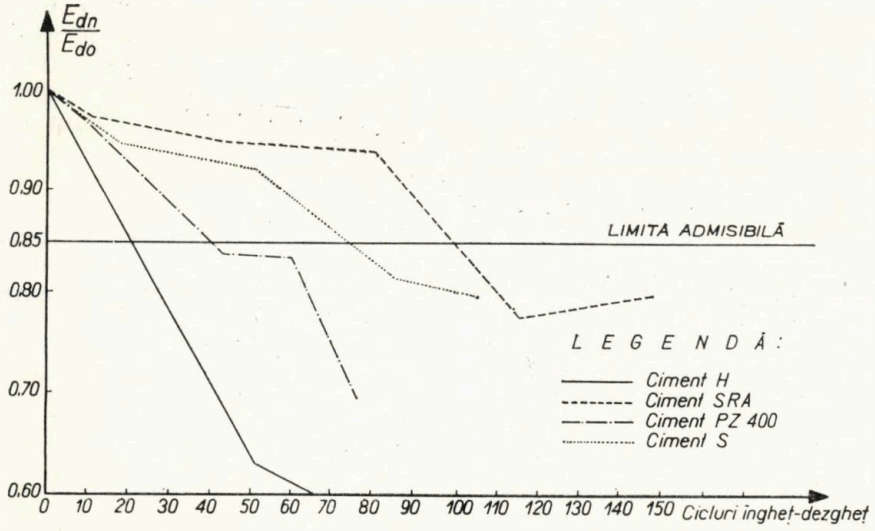


Fig. 3

betoanele cu agregate reactive (fig. 3). Diferenţa este cu atît mai accentuată, cu cît sînt mai favorabile condiţiile de dezvoltare a reacţiei alcalii-agregate. În cadrul betoanelor cu agregate reactive, cea mai slabă rezistenţă la îngheţ-dezgheţ a prezentat-o betonul preparat cu ciment H, care a atins limita admisibilă de reducere a modulului de elasticitate după numai 20 de cicluri; au urmat, în ordine, betoanele preparate cu ciment Pz — 40 de cicluri, cu ciment S — 75 de cicluri şi SRA, care a ajuns pînă la 100 de cicluri. Este interesant de menţionat că în cazul betoanelor cu agregate inerte, care au prezentat toate o foarte bună rezistenţă la îngheţ-dezgheţ, ordinea de plasare a cimenturilor a fost diferită, cimentul SRA, de exemplu, situîndu-se pe ultimul loc.

În acest mod, toate datele obţinute în cursul cercetării concură pentru a confirma ipoteza cu privire la influenţa negativă pe care prezenţa în agregate a elementelor reactive cu alcaliile din ciment o are asupra rezistenţei la îngheţ-dezgheţ a betoanelor, ca urmare a dezvoltării reacţiei alcalii-agregate. Măsurile care limitează amploarea acestui fenomen asigură, implicit, şi o ameliorare a comportării betonului la acţiunea repetată a îngheţ-dezgheţului.

Încercarea la îngheţ-dezgheţ a betonului, punînd în evidenţă reacţia alcalii-agregate, poate servi, în cazurile cînd metoda chimică dă rezultate incerte, la aprecierea posibilităţilor de utilizare, pentru prepararea betoanelor hidrotehnice, a unui agregat conţinînd elemente reactive.

Utilizîndu-se cu prudenţă experienţa acumulată în acest domeniu, în noul standard *„Constatarea reactivităţii potenţiale a agregatelor"*, la baza căruia stau normativele ASTM-C-289 — 66 şi C—227—67, s-a introdus, ca un element nou, prevederea ca, în cazul betoanelor care au condiţie de îngheţ-dezgheţ, încercările pe bare de mortar să fie precedate în mod obligatoriu de determinarea rezistenţei acestor betoane la îngheţ-dezgheţ, conform STAS 3518—69; dacă betoanele sînt gelive, agregatul se respinge, evitîndu-se astfel efectuarea unor încercări dificile şi de lungă durată pe bare de mortar.

CONTRIBUȚII LA AMELIORAREA PRECIZIEI METODELOR DE DETERMINARE NEDISTRUCTIVĂ A REZISTENȚEI BETONULUI

Ing. **A. ȘTEFĂNESCU-GOANGĂ**
Laboratorul Trustului de construcții industriale Brașov

1. După cum se știe, precizia metodelor de determinare nedistructivă a rezistenței betonului depinde în mare măsură de cunoașterea caracteristicilor lui : natura cimentului, dozajul de ciment, natura și granulația agregatelor, modul de păstrare, vîrsta, adaosurile întrebuințate. Aceste date se pot cunoaște cu precizie atunci cînd este vorba de probe executate în laborator ; cînd facem însă determinări asupra construcțiilor, determinări care constituie, de fapt, scopul metodelor nedistructive, ele sînt foarte rar cunoscute. Chiar dacă dispunem de fișe de confecționare a probelor de beton întocmite conștiincios, putem pune bază numai pe datele privitoare la ciment, vîrstă, adaosuri, condiții de păstrare, dar nu putem fi siguri de datele privitoare la agregate, chiar dacă acestea se determină zilnic. Mărimea granulei maxime și procentul de material fin variază de la șarjă la șarjă, uneori în limite destul de largi.

Din motivele arătate mai sus, în studiile făcute de către INCERC s-a căutat să se elimine cît mai mulți dintre factorii arătați. Astfel, prin utilizarea combinată a metodei de cercetare cu ultrasunete și a metodei de duritate (cu sclerometrul) s-a putut elimina necesitatea de a cunoaște vîrsta betonului, condițiile de păstrare și adaosurile, fiind nevoie să se cunoască numai datele privitoare la ciment și agregate.

2. Mergînd mai departe pe această linie, laboratorul Trustului de construcții industriale Brașov a imaginat o metodă de determinare a rezistenței betonului cu ajutorul ultrasunetelor, care elimină necesitatea de a cunoaște caracteristicile agregatelor ; dacă se combină această metodă cu metoda de duritate nu mai este necesar să se cunoască decît caracteristicile referitoare la ciment : natura lui și dozajul. Această metodă se bazează pe trei observații rezultate dintr-o practică de cîțiva ani în întrebuințarea metodelor nedistructive.

2.1. *Prima observație*

Între viteza de propagare a impulsurilor ultrasonice longitudinale prin beton (V) și densitatea specifică (γ) a acestuia există o relație liniară de forma :

$$\gamma = a\,V + b, \qquad (1)$$

care este firească deoarece,o dată cu creșterea compactității betonului, crește atît densitatea specifică, cît și viteza de propagare, ca urmare a micșorării procentului de goluri de aer din masa lui. Această relație este valabilă pentru orice

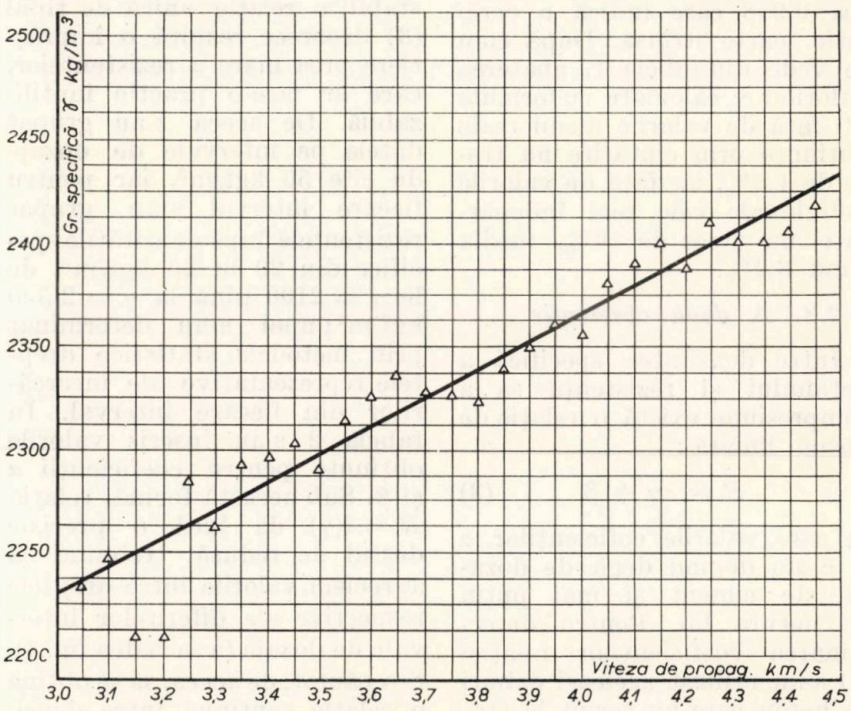


Fig. 1. Relația între viteza de propagare a ultrasunetelor în beton și densitatea specifică a acestuia.

fel de beton: valorile coeficienţilor a şi b nu depind decît de natura agregatelor, granulaţia lor influenţînd în acelaşi sens atît greutatea specifică, cît şi viteza de propagare a ultrasunetelor.

Pentru determinarea valorilor coeficienţilor a şi b s-au făcut în laboratorul trustului încercări asupra a 1350 de cuburi de control primite de la diferite şantiere pentru determinarea mărcii, deci la vîrsta de 28 zile. Cuburilor li s-a determinat mai întîi viteza de propagare a ultrasunetelor, apoi au fost cîntărite. S-au grupat densităţile specifice pe viteze de propagare din 50 în 50 m/s şi s-a stabilit pentru fiecare viteză densitatea specifică medie. Punctele reprezentative s-au înscris pe diagrama din figura 1, care are în abscisă vitezele şi în ordonată densităţile specifice medii corespunzătoare.

Se vede că gruparea punctelor reprezentative sugerează clar o relaţie liniară. Cu ajutorul metodelor statistice cunoscute s-a stabilit ecuaţia dreptei de regresie:

$$\gamma = 132\ V + 1835 \qquad (2)$$

din care γ rezultă în kgf/m³, dacă V se exprimă în km/s. Coeficientul Pearson are valoarea 0,948 care indică o corelaţie foarte strînsă. După cum se vede din tabela 1, abaterea valorilor γ calculate cu formula (2) faţă de valorile medii reale obţinute prin cîntărire nu trece de 1,3%, iar faţă de valorile individuale cele mai îndepărtate nu trece de 16%, media fiind 6,4%.

Tabela 1

Verificarea relaţiei $\gamma = f(V)$

Viteza V (km/s)	Densitatea specifică (kgf/m³)			Abateri relative	
	calculată	măsurată pe cuburi		pentru medii	pentru extreme
		medie	extremă	$\varepsilon_m = \frac{\gamma_c - \gamma_m}{\gamma_m} 100$	$\varepsilon_a = \frac{\gamma_c - \gamma_e}{\gamma_c} 100$
	γ_c	γ_m	γ_e		
3,10	2244	2264	2188	−0,88	2,66
3,15	2250	2243	2175	0,31	0,34
3,20	2257	2228	2090	1,30	5,76
3,25	2263	2282	2362	−0,83	−4,24
3,30	2270	2260	2112	−0,44	7,48
3,35	2277	2288	2175	−0,48	−4,71
3,40	2284	2288	2100	−0,17	8,78
3,45	2290	2296	2450	−0,26	−6,53
3,50	2296	2294	2450	−0,09	−6,29
3,55	2303	2306	2125	−0,13	7,71
3,60	2310	2313	2162	−0,13	6,41
3,65	2316	2292	2314	1,05	0,09
3,70	2323	2319	2125	0,17	9,31
3,75	2329	2312	2162	0,74	7,71
3,80	2336	2320	2150	0,69	8,04
3,85	2343	2338	2025	0,21	15,70
3,90	2350	2348	2487	0,08	−5,50
3,95	2357	2352	2125	0,21	10,90
4,00	2364	2353	2225	0,47	6,25
4,05	2370	2372	2200	−0,08	7,84
4,10	2376	2380	2225	−0,17	6,80
4,15	2383	2368	2262	0,63	5,35
4,20	2390	2371	2125	0,80	12,40
4,25	2397	2384	2275	0,55	5,35
4,30	2404	2386	2237	0,75	7,49
4,35	2410	2387	2210	0,96	9,05
4,40	2416	2402	2300	0,58	5,05
4,45	2423	2430	2416	−0,29	0,29
4,50	2430	2446	2537	−0,65	−4,22

2.2. *A doua observaţie*

Între densitatea specifică a betonului şi rezistenţa sa la compresiune există o relaţie de formă liniară:

$$R = \alpha\gamma + \beta \qquad (3)$$

în care valorile coficienţilor α şi β nu depind decît de dozajul de ciment şi mai puţin de natura lui. Pentru determinarea coeficienţilor relaţiei (3) s-au utilizat aceleaşi cuburi de beton care au servit la stabilirea relaţiei (2) şi care, după determinarea vitezei ultrasunetelor şi cîntărire, au fost rupte la presă. O încercare preliminară a arătat că nu se poate stabili o relaţie unică de tipul (3) deoarece rezultă o împrăştiere prea mare a rezistenţelor, care ar face-o practic inutilizabilă. De aceea s-au grupat datele pe intervale de dozaje de cîte 50 kgf/m³, iar pentru fiecare interval s-au grupat rezistenţele după densităţile specifice din 20 în 20 kgf/m³, de la $\gamma = 2100$ pînă la $\gamma = 2\,500$ kgf/m³; apoi s-au determinat prin metodele statistice dreptele reprezentative ale încercărilor din fiecare interval. În tabela 2 s-au înscris valorile obţinute pentru coeficienţii α şi β. Sub această formă, relaţia $R = f(\gamma)$ dă încă o precizie destul de redusă, trebuind să apreciem valorile între dreptele respective ale diferitelor intervale de dozaje (a se vedea fig. 4). S-a căutat, de aceea, să se obţină o relaţie continuă între densitatea specifică şi dozajul de ciment, pe de o parte şi rezistenţa la compresiune pe de altă parte, adică o relaţie de forma:

$$R = f(\gamma,\ d) \qquad (4)$$

Pentru aceasta s-a făcut uz de

Tabela 2

Valorile coeficienţilor α şi β

Intervalul de dozaje (kgf/m³)	Numărul de probe	Valori α	Valori β
100—150	81	0,263	— 536
151—200	46	0,423	— 865
201—250	234	0,553	—1131
251—300	333	0,657	—1343
301—350	335	0,733	—1494
351—400	151	0,790	—1606
451—500	48	1,065	—2159
501—550	131	1,035	—2042

2.3. *A treia observaţie*

Dacă se înscriu într-o diagramă diferitele intervale de dozaje în abscisă şi valorile corespunzătoare ale coeficientului α din tabela 2 în ordonată se observă că punctele reprezentative se înscriu pe o parabolă.

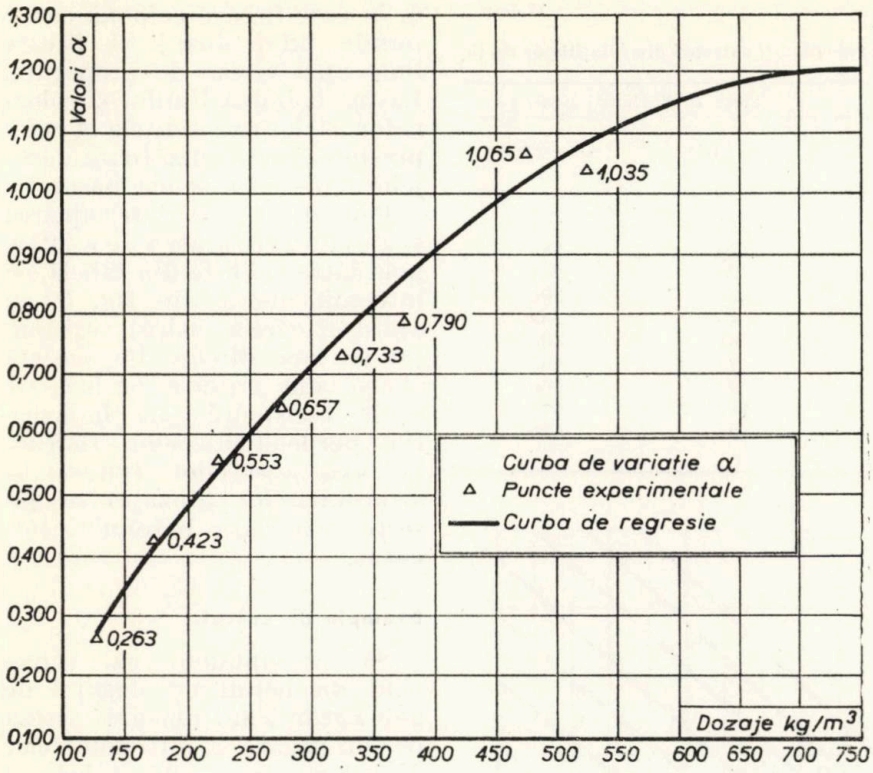


Fig. 2. Variația coeficientului $\alpha = -0{,}00000236\ d^2 + 0{,}00357\ d - 0{,}146$

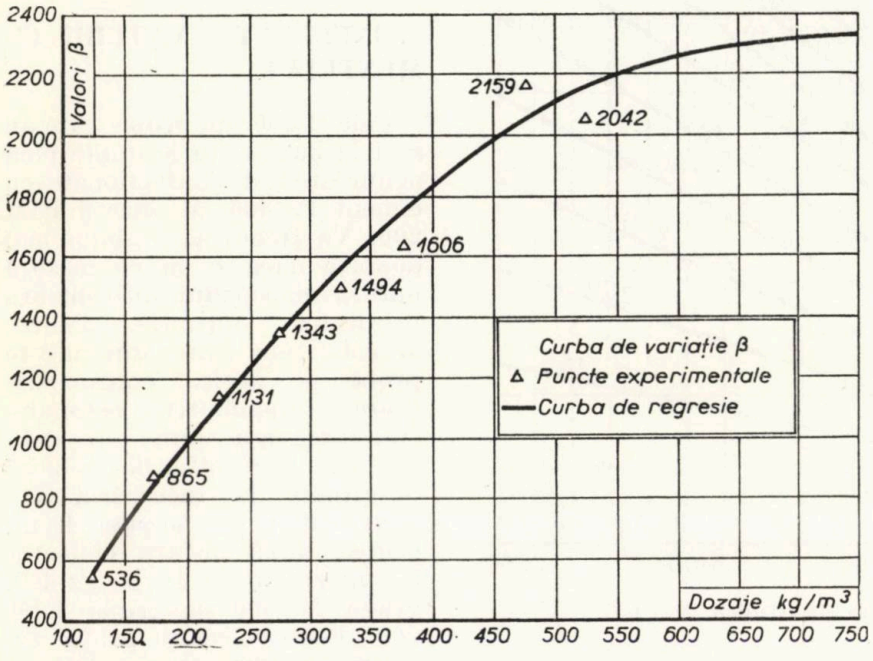


Fig. 3. — Variația coeficientului $\beta = -0{,}005375\ d^2 + 7{,}53\ d - 321$

Ecuația acestei parabole se stabilește ușor și este:

$$\alpha = -0{,}00000236\ d^2 + 0{,}00357\ d - 0{,}146 \quad (5)$$

în care d este dozajul de ciment exprimat în kgf/m³.

Același lucru se observă și pentru coeficientul β; variația acestuia se vede în fig. 3.

Ecuația parabolei respective este:

$$\beta = -0{,}005375\ d^2 + 7{,}53\ d - 321 \quad (6)$$

Cu ajutorul ecuațiilor (5) și (6) s-au recalculat în tabela 3 valorile coeficienților α și β. În aceeași tabelă s-au calculat rezistențele pentru valorile γ extreme. În fig. 4 am trasat dreptele reprezentative ale ecuațiilor $R = f(\gamma)$ pe intervale de dozaje.

Pe baza celor stabilite mai sus, putem acum să scriem o formulă continuă de forma (4); introducînd în relația (3) valorile coeficienților α și β stabilite prin formulele (5) și (6) avem:

$$R = (-0{,}00000236\ d^2 + 0{,}00357\ d - 0{,}146)\gamma - (-0{,}005375\ d^2 + 7{,}53\ d - 321) \quad (7)$$

sau, dacă ordonăm după dozajul d:

$$R = (-0{,}00000236\ \gamma - 0{,}005375)\ d^2 + (0{,}00357\ \gamma - 7{,}53)\ d - 0{,}146\ \gamma + 321. \quad (8)$$

Ecuația aceasta ne permite să calculăm rezistența betonului dacă cunoaștem dozajul de ciment și densitatea sa specifică.

Sub forma aceasta, relația este destul de complicată, dar ea se poate pune ușor sub formă de tabelă. Pentru aceasta s-au luat valorile γ din 20 în 20 kgf/m³ și pentru fiecare s-au calculat coeficienții ecuației de tipul (8). Apoi s-au calculat valorile R pentru dozaje din 20 în 20 kgf/m³. Procedînd în acest mod s-a obținut tabela 4. Această tabelă ne folosește în laborator pentru verificarea compactării corespunzătoare a probelor încercate.

3. Cu ajutorul celor stabilite mai înainte putem acum exprima rezistența unui beton în funcție de dozajul de ciment și de viteza măsurată a ultrasunetelor. În adevăr, dacă în formula (3) de mai sus:

$$R = \alpha\gamma + \beta$$

introducem valoarea lui γ dată de formula (2)

$$\gamma = 132\ V + 1835,$$

obținem relația directă

$$R = \alpha\,(132\ V + 1835) + \beta \quad (9)$$

Tabela 3

Recalcularea coeficienţilor α şi β şi calcularea valorilor R extreme din relaţiile de tip (3)

Intervalul de dozaje (kgf/m³)	Valorile coeficienţilor		Valori R (kgf/cm²) pentru	
	α	β	$\gamma = 2100$	$\gamma = 2500$
100—150	0,264	— 536	18	124
151—200	0,406	— 832	23	183
201—250	0,538	—1101	29	244
251—300	0,657	—1343	37	300
301—350	0,764	—1558	46	352
351—400	0,861	—1747	61	406
401—450	0,945	—1908	77	455
451—500	1,017	—2043	95	500
501—550	1,078	—2151	113	544
551—600	1,124	—2232	128	576

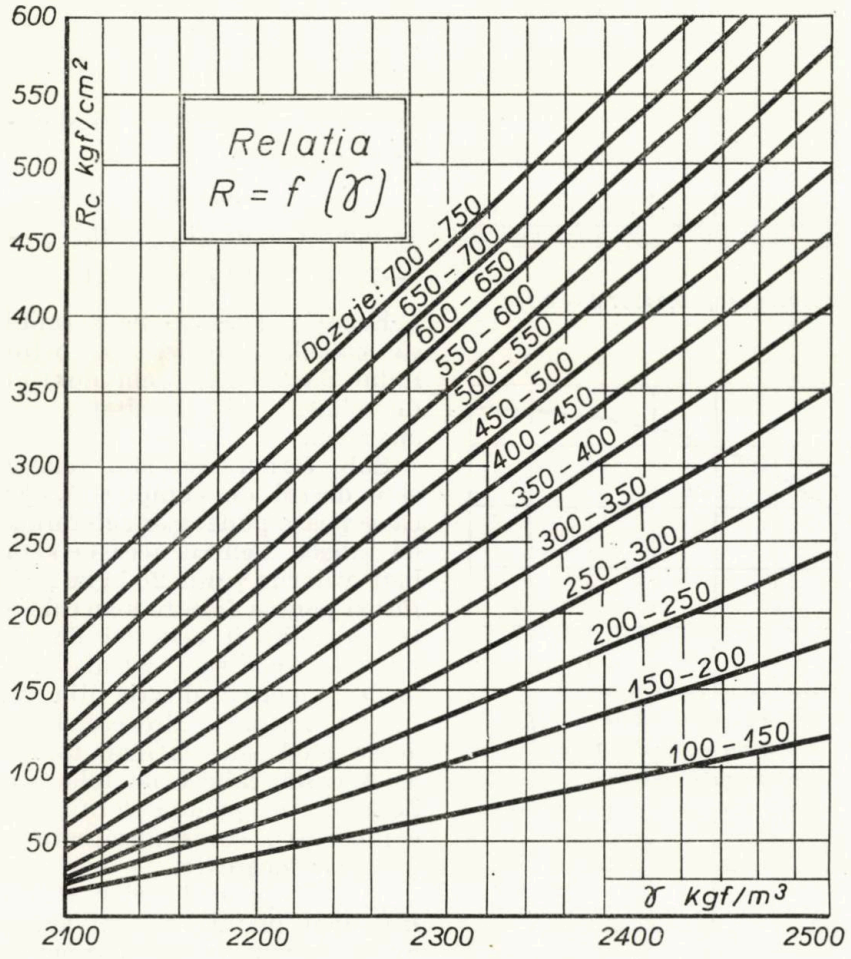


Fig. 4. — Dreptele reprezentative ale relaţiilor $R = f(\gamma)$.

din care, introducînd valorile stabilite pentru α şi β în formulele (5) şi (6), obţinem, după efectuarea reducerilor şi simplificărilor, ecuaţia finală:

$$R = (-0{,}00031152\ d^2 + 0{,}47124\ d\ 19{,}272)\ V + (0{,}001044\ d^2 - 0{,}979\ d + 53). \quad (10)$$

Desigur, nici această formulă nu se întrebuinţează ca atare, ci se pune sub formă de tabelă sau abacă. Pentru aceasta, pentru fiecare dozaj luat din 20 în 20 kgf/m³ s-au calculat coeficienţii din formula (10). Apoi s-au calculat rezistenţele pentru viteze luate din 100 în 100 km/s. A rezultat tabela 5, în care fiecare coloană corespunde unui dozaj şi fiecare linie unei viteze de propagare. La încrucişarea liniilor şi coloanelor găsim rezistenţele la compresiune corespunzătoare dozajelor date şi vitezelor măsurate.

Pentru a uşura determinarea şi a evita necesitatea de a interpola între valorile din tabelă s-a întocmit abaca din fig. 5, cu ajutorul căreia citirea rezistenţei se face direct. Pe această abacă sînt trasate curbele de egală rezistenţă. La intersecţia perpendicularelor ridicate pe axa absciselor (viteze) şi a ordonatelor (dozaje) se găseşte rezistenţa betonului cercetat.

Exemplu de calcul

Să presupunem că, cercetînd un beton cu dozajul de 280 kgf/m³, am măsurat viteza de propagare a ultrasunetelor $V = 3{,}80$ km/s. În tabela 5 se găseşte rezistenţa: 196 kgf/cm². Aceeaşi rezistenţă se găseşte şi pe abaca din fig. 5.

4. INFLUENŢA NATURII CIMENTULUI

Cele 1 350 de probe care au stat la baza celor stabilite pînă acum au fost confecţionate cu ciment Pz 400, M 400 şi RIM 200. Va trebui să stabilim mai departe dacă şi în ce măsură natura cimentului influenţează rezultatele obţinute. Pentru aceasta am luat din aceste probe pe acelea corespunzătoare aproximativ betonului standard, aşa cum este definit de instrucţiunile tehnice referitoare la încercările nedistructive; pe acestea le-am grupat după natura cimentului întrebuinţat: grupa Pz 400, grupa M 400 şi grupa RIM 200. Pentru fiecare grupă am înscris pe diagramele din fig. 6, 7, 8, care au în abscisă vitezele de propagare şi în ordonată rezistenţele obţinute prin ruperea la presă, punctele reprezentative ale încercărilor. Se vede că repartizarea punctelor sugerează în fiecare caz o dreaptă, aşa cum este şi relaţia stabilită prin studiul de faţă şi exprimată prin relaţia (10).

Tabela 4

Relația $R_c = f(d,\gamma)$

Dozaje d kg/m³	Valorile rezistențelor la compresiune (kgf/cm²) pentru γ (kg/m³) =																				
	2100	2120	2140	2160	2180	2200	2220	2240	2260	2280	2300	2320	2340	2360	2380	2400	2420	2440	2460	2480	2500
100	15	20	24	27	30	34	37	42	45	49	51	56	60	63	69	71	76	79	83	86	90
120	16	22	28	32	36	42	46	51	56	61	66	71	76	80	87	92	96	101	106	111	115
140	18	24	32	36	42	49	55	61	67	73	79	85	91	97	104	110	116	122	129	135	141
160	20	27	36	42	49	54	63	71	78	86	93	99	107	114	123	130	137	144	151	159	166
180	22	31	42	48	55	64	72	81	89	98	106	114	122	131	140	149	156	166	173	182	190
200	24	35	46	53	63	72	81	91	101	110	119	128	138	147	157	167	177	186	195	205	214
220	27	38	51	59	70	80	91	101	111	122	131	143	153	164	175	185	196	206	216	237	248
240	30	42	57	65	77	89	100	111	122	134	145	157	169	180	192	203	215	226	238	249	261
260	33	47	62	72	84	96	109	121	134	146	158	171	183	196	209	221	233	246	259	271	284
280	38	52	68	79	92	105	119	132	145	159	172	185	198	212	226	239	252	266	279	293	306
300	42	57	74	85	100	113	128	142	156	171	184	199	213	227	243	256	271	285	299	313	327
320	46	62	80	92	108	123	138	152	167	183	198	213	228	242	258	273	289	304	319	334	348
340	51	68	88	98	116	131	147	163	179	195	211	226	242	258	275	291	306	322	338	354	369
360	56	74	94	107	128	140	157	173	190	207	223	240	257	273	291	308	323	340	357	373	390
380	61	81	102	115	132	149	167	184	202	220	235	254	271	288	306	323	340	359	376	393	410
400	68	87	109	122	141	159	177	195	213	232	249	267	285	303	322	340	358	376	395	412	430
420	74	94	116	131	150	168	187	206	224	244	262	280	299	318	337	356	375	393	412	431	449
440	80	101	125	140	159	178	197	217	236	256	275	294	313	332	352	372	391	411	429	449	468
460	88	109	133	148	168	188	208	228	248	268	287	307	327	347	368	387	407	427	447	467	487
480	95	116	141	157	177	198	218	238	259	281	300	321	340	361	382	402	424	444	464	484	505
500	103	124	150	166	186	208	229	249	270	293	312	333	354	375	397	418	438	459	480	501	522
520	110	133	159	176	196	217	240	261	282	305	325	346	367	389	412	433	454	475	497	518	539
540	118	141	169	185	206	228	251	272	294	317	338	359	381	402	425	448	469	490	512	535	556
560	127	150	178	194	216	238	261	283	305	329	349	372	394	416	439	461	484	506	528	550	572
580	136	159	187	204	226	249	272	295	317	342	362	384	408	430	454	476	498	521	443	566	588
600	144	169	198	215	238	260	283	306	329	354	375	397	420	443	467	490	522	535	558	581	604

Tabela 5

Relația $R_c = f(V, d)$

Viteze km/s	Valorile rezistențelor (kgf/cm²) pentru d (kg/m³) =																								
	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340	360	380	400	420	440	460	480	500	520	540	560	580	600
2,50	18	23	28	34	40	46	52	58	65	72	79	86	92	101	109	117	126	134	149	152	161	170	179	189	199	209
2,60	24	30	36	42	49	55	62	69	77	84	92	100	108	116	124	132	141	150	160	169	179	188	198	208	219	229
2,70	30	37	44	51	59	66	73	81	89	97	105	114	122	130	139	148	158	167	177	187	197	206	216	227	237	248
2,80	35	42	50	57	66	74	82	91	99	107	116	126	135	144	153	163	172	182	191	202	212	222	233	243	254	265
2,90	37	46	54	63	72	81	89	98	108	117	126	135	145	155	165	175	185	195	205	215	226	237	248	258	269	281
3,00	40	49	58	68	77	86	96	105	115	126	136	145	156	166	176	186	197	207	218	229	240	251	262	273	284	295
3,10	42	52	62	72	83	92	103	113	123	134	145	155	166	177	187	198	209	220	232	242	253	264	275	287	299	310
3,20	44	55	66	77	88	99	109	121	132	143	154	165	176	187	199	211	221	233	244	256	268	279	291	302	314	325
3,30	47	58	70	81	93	105	117	128	140	151	163	175	187	198	210	222	234	245	257	269	281	293	305	317	328	341
3,40	49	62	74	87	99	111	123	136	148	160	173	185	197	209	222	234	246	258	271	283	295	307	319	331	343	356
3,50	53	65	79	92	106	118	131	144	157	170	183	196	209	221	234	247	259	272	284	297	309	322	335	347	360	372
3,60	55	69	82	97	111	124	138	152	165	179	192	205	219	232	245	258	271	284	298	310	324	336	349	362	374	386
3,70	57	72	87	101	116	131	145	160	174	187	202	216	229	243	257	271	284	298	311	324	337	351	363	376	389	402
3,80	60	75	91	106	121	136	152	167	182	196	211	226	240	254	269	283	296	310	324	338	351	364	377	391	404	417
3,90	62	79	95	111	127	143	159	174	189	206	221	235	250	265	279	294	309	323	337	351	365	379	392	405	418	431
4,00	65	82	99	116	132	149	165	181	197	214	230	246	261	276	291	306	321	336	350	364	379	392	406	420	433	447
4,10	67	85	102	120	138	156	173	190	206	223	239	255	271	287	302	318	333	348	363	377	393	407	421	435	449	462
4,20	69	88	107	125	143	161	179	197	214	231	248	265	281	298	314	330	345	361	376	391	406	421	435	449	463	477
4,30	71	92	111	130	148	167	186	204	222	240	257	275	292	309	325	342	358	374	389	405	420	434	449	463	477	491
4,40	74	94	115	135	155	174	193	212	230	248	267	285	302	320	337	353	369	386	402	418	433	449	464	479	493	506
4,50	76	98	119	140	161	180	200	219	239	258	277	294	313	331	348	366	383	399	415	431	447	464	481	494	508	522
4,60	79	101	122	144	165	186	207	227	247	267	286	304	323	342	360	378	394	412	429	446	462	477	493	507	523	537
4,70	82	104	127	149	170	192	214	235	255	275	295	315	334	353	371	389	407	425	442	458	475	492	507	523	538	553
4,80	84	108	131	153	176	199	220	242	264	284	304	325	344	364	383	401	419	438	455	472	489	505	521	536	552	568
4,90	86	111	135	159	182	205	228	249	271	294	314	335	354	374	393	413	432	450	468	485	502	519	535	552	567	582
5,00	91	114	139	163	188	211	234	256	279	302	323	344	365	385	405	425	443	460	480	498	516	533	550	566	582	597

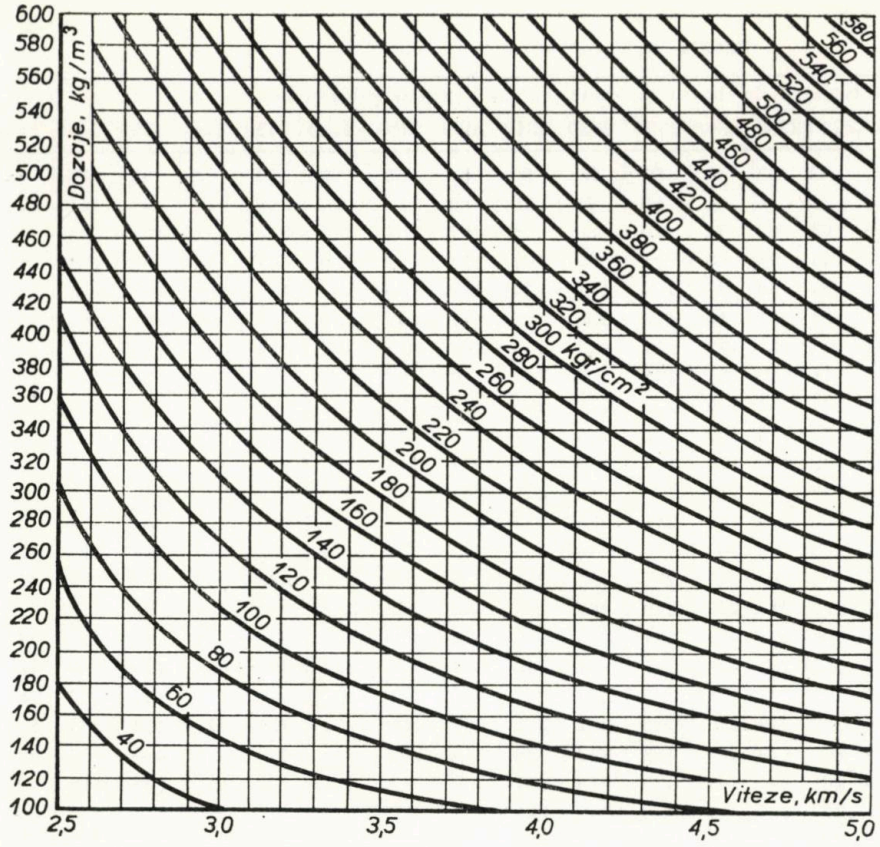


Fig. 5. Relaţia $R = f(d, V)$

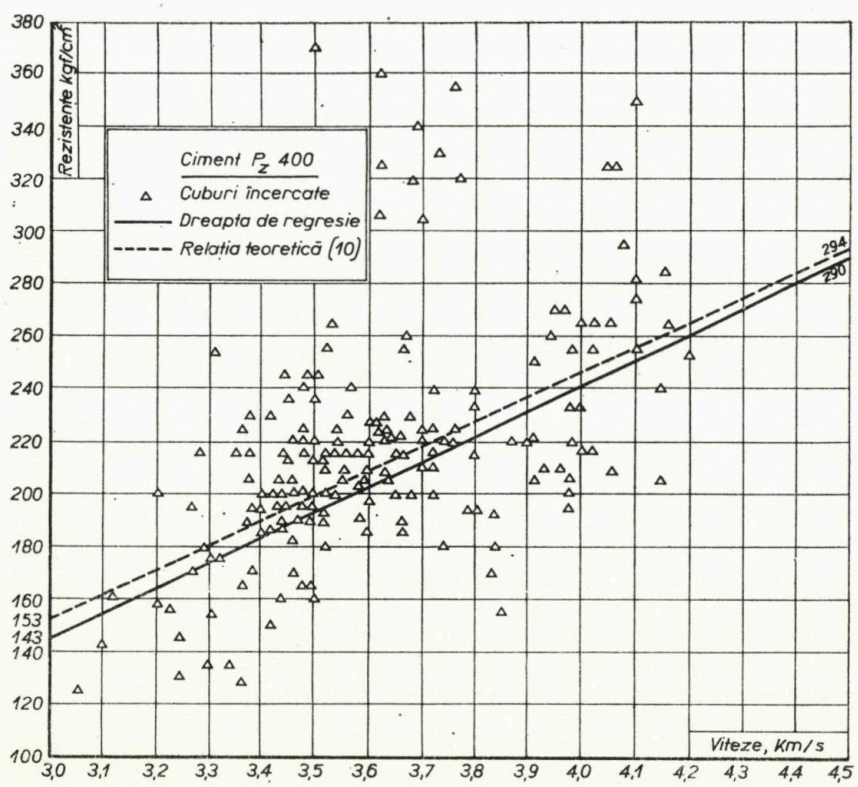


Fig. 6. Relaţia $R = f(V)$ **practică şi teoretică pentru ciment Pz 400**

Pentru fiecare grupă de ciment am calculat dreapta de regresie a punctelor experimentale şi, de asemenea, pentru fiecare am trasat dreapta reprezentată de ecuaţia (10) pentru dozajul mediu respectiv. În tabela 6 am înscris comparativ datele rezultate.

Din examinarea dreptelor reprezentative din fig. 6, 7, 8 şi a cifrelor din tabela 6 se observă următoarele :

- Relaţia (10) este valabilă pentru cimenturile Pz 400 şi M 400, diferenţele între cele două drepte de regresie şi relaţia teoretică fiind foarte mici (1,5—3%).
- Pentru cimentul RIM 200, ecuaţia dă valori cu cca 5% mai mici decît dreapta de regresie. Rezultă că tabela 5 şi abaca din fig. 5 sînt valabile pentru ciment Pz 400 şi M 400 ; pentru ciment RIM 200 rezistenţele citite în tabelă sau pe abacă trebuie majorate cu 5%.

5. INFLUENŢA VÎRSTEI BETONULUI

Toate studiile descrise anterior s-au făcut asupra probelor de marcă colectate de pe diferite şantiere (unde au fost păstrate în condiţii standard) şi au fost încercate în laborator la vîrsta de 28 zile. Rămîne de văzut, deci, cum se apreciază în metoda arătată rezistenţa betonului la alte vîrste. Acest element este foarte important în două situaţii :

— la determinarea rezistenţei unui beton care are o vîrstă mai mare de 28 zile (ceea ce se întîmplă în general) ;

— în cazul cînd betonul nu are în momentul încercării rezistenţa prescrisă ca să ne putem da seama dacă şi cînd va ajunge la această rezistenţă.

Pentru a studia variaţia rezistenţei betonului în timp s-au confecţionat în laborator cîte 14 serii de cîte trei cuburi din fiecare grupă de cimenturi (Pz 400, M 400, RIM 200), cuburi din care s-a încercat cîte o serie la vîrstele de 3, 7 şi 28 zile, iar apoi cîte o serie din fiecare din lună în lună, pînă la un an. Înainte de încercarea

la presă, cuburilor li s-a determinat viteza de propagare a ultrasunetelor. Înscriind pe o diagramă avînd în abscisă timpul, iar în ordonată raporturile între rezistenţa la t zile şi rezistenţa la 28 zile, punctele reprezentative ale rezultatelor se înscriu pe o curbă care are formă hiperbolică.

Ecuaţiile acestor hiperbole sînt

$$\text{— Ciment Pz } 400 \frac{R_t}{R_{28}} = 1{,}20\left(1 - \frac{1}{0{,}180\,t + 1}\right) \quad (11)$$

$$\text{— Ciment M } 400 \frac{R_t}{R_{28}} = 1{,}18\left(1 - \frac{1}{0{,}200\,t + 1}\right) \quad (12)$$

$$\text{— Ciment RIM } 200 \frac{R_t}{R_{28}} = 1{,}10\left(1 - \frac{1}{0{,}310\,t + 1}\right) \quad (13)$$

În aceste formule, t este timpul în zile de la confecţionarea betonului, iar R_t rezistenţa la vîrsta respectivă. Din examinarea curbelor din fig. 9 se observă că creşterea rezistenţei betonului în timp, dată de formula (11), este foarte apropiată de valoarea care rezultă din formula cunoscută:

$$R_t = R_{28}\,(1 + at)$$

(pentru ciment Pz 400 şi valoarea medie $a = 0{,}20$ se obţine $R_t/R_{28} = 1{,}22$).

Cu ajutorul formulelor de mai sus s-au calculat în tabela 7 coeficienţii de corecţie pe vîrste pentru fiecare fel de ciment.

6. INFLUENŢA CONDIŢIILOR DE PĂSTRARE ŞI A ADAOSURILOR

se ia în considerare aplicînd coeficienţii de influenţă prevăzuţi de instrucţiunile tehnice pentru determinarea rezistenţei betonului cu ajutorul ultrasunetelor.

7. METODA DE CERCETARE COMBINATĂ

Metoda expusă mai sus are avantajul că elimină necesitatea cunoaşterii datelor refe-

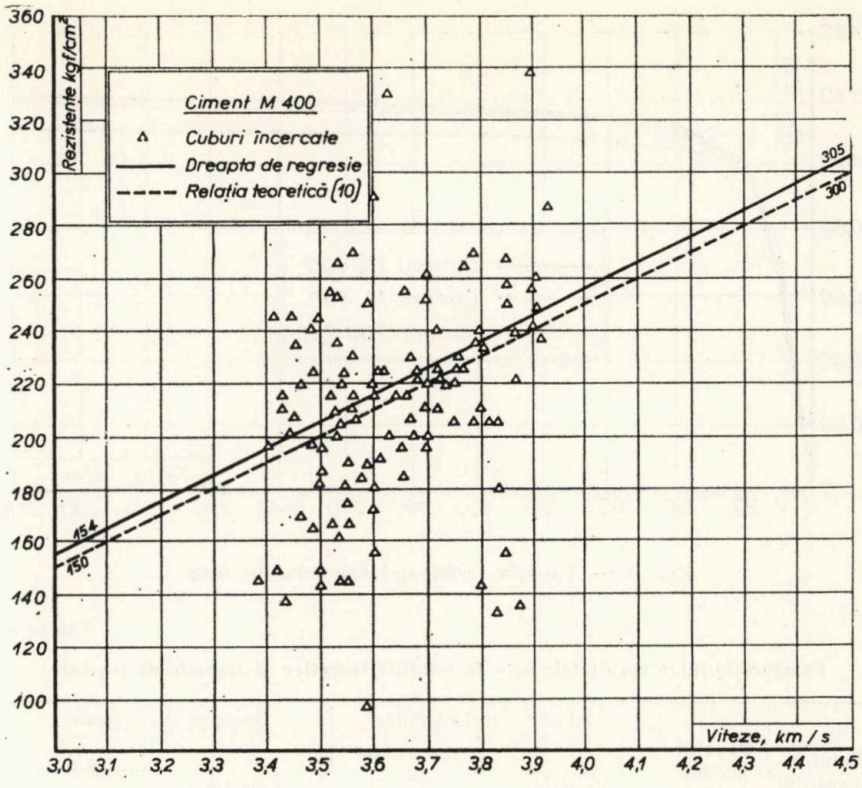


Fig. 7. Relaţia $R = f(V)$ practică şi teoretică pentru ciment M 400

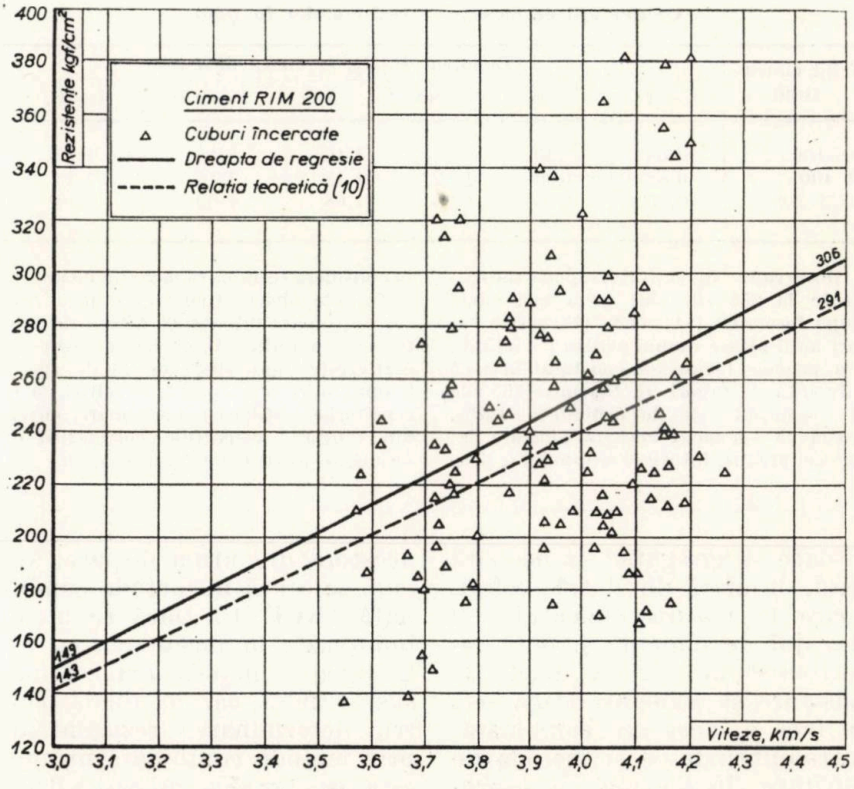


Fig. 8. Relaţia $R = f(V)$ practică şi teoretică pentru ciment RIM 200

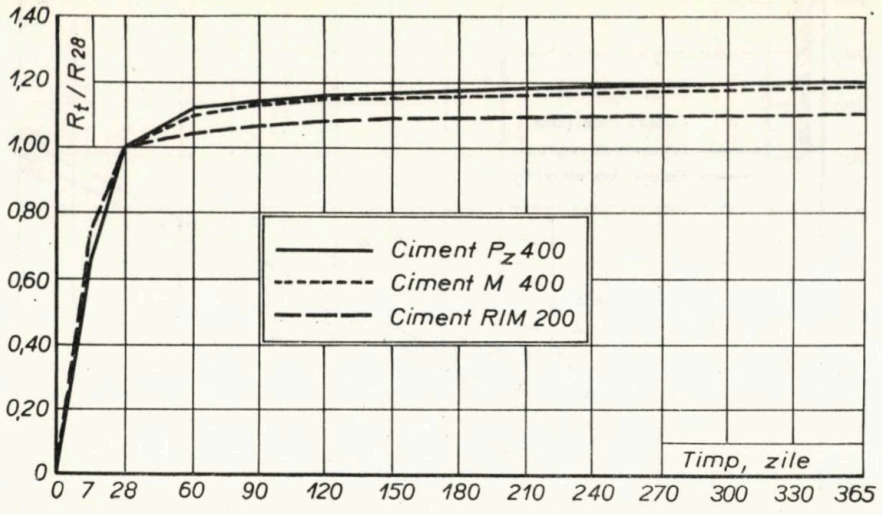


Fig. 9. — Variația rezistenței betonului în timp

Tabela 6

Comparație între rezultatele date de relațiile teoretice și dreptele de regresie

Felul cimentului	Dozajul mediu (kgf/m³)	Relația teoretică (10)			Dreapta de regresie		
		Ecuația	Rezistențe pt. $V=3$ (km/s)	$V=4,5$ (km/s)	Ecuația	Rezistențe pt. $V=3$ (km/s)	$V=4,5$ (km/s)
Pz 400	312	$R=94V-129$	153	294	$R=101V-155$	145	290
M 400	322	$R=101V-154$	150	300	$R=100V-147$	154	305
RIM 200	314	$R=98V-151$	143	291	$R=105V-164$	149	306

Tabela 7

Coeficienții de creștere a rezistențelor în timp

Felul cimentului	Raportul R_t/R_{28} la vîrstă de t zile					
	$t=7$	$t=28$	$t=90$	$t=180$	$t=270$	$t=365$
Pz 400	0,68	1,00	1,13	1,16	1,18	1,20
M 400	0,68	1,00	1,12	1,15	1,16	1,18
RIM 200	0,75	1,00	1,06	1,08	1,09	1,10

Observație : În realitate, raporturile realizate la 365 zile sînt ceva mai mici : după formulele (11), (12), (13) aceste valori ar fi atinse numai pentru $t=$ infinit ; din probele făcute s-a constatat însă că diferența de raport R_t/R_{28} între 365 zile și $t=$ infinit este de ordinul a 1,5%, astfel că s-a făcut această ajustare deoarece, practic, întărirea betonului se poate considera terminată la vîrsta de un an.

Tot din observațiile făcute prin măsurători concomitente de viteză de propagare s-a putut stabili că aceasta nu mai crește după vîrsta de 28 de zile a betonului (lucru stabilit, de altfel, și în cercetările INCERC). Ca urmare, cifrele din tabela 7 constituie coeficienții de influență pentru vîrsta betonului.

ritoare la agregate ; ea necesită însă, în afară de datele referitoare la natura cimentului și dozajul de ciment, și date referitoare la vîrstă, mod de păstrare și adaosuri. Dacă însă se face o încercare combinată, întrebuințîndu-se și metoda de duritate (încercarea cu sclerometrul), necesitatea cunoașterii acestora din urmă dispare, așa cum se arată în metoda combinată INCE C. Dacă se întrebuințează, în încercarea cu ultrasunete, metoda expusă mai sus, rezultă că, în final, pentru determinarea rezistențelor prin metoda combinată nu mai este necesar să se cunoască decît natura cimentului și dozajul.

Urmînd această idee, în cadrul laboratorului T. C. I. Brașov s-au făcut determinări în acest sens. Combinarea rezistențelor nu s-a făcut însă direct, ci s-a determinat rezistența cu ajutorul ultrasunetelor prin metoda descrisă mai sus, apoi rezistența cu ajutorul sclerometrului, conform instrucțiunilor tehnice C 30—67, și s-a făcut media aritmetică a lor.

8. VERIFICAREA REZULTATELOR

Pentru a verifica valabilitatea metodei arătate mai sus și a stabili care este aproximația cu care se obțin rezistențele betonului, s-a luat un număr de 300 cuburi, altele decît cele care au servit la stabilirea relațiilor (2), (8) și (10) de mai sus, și s-au făcut pe ele determinări nedistructive cu sclerometrul și cu aparatul cu ultrasunete ; apoi au fost rupte la presă. S-au calculat rezistențele în cele două metode conform studiului de mai sus : metoda cu ultrasunete și metoda combinată, așa cum s-a arătat la pct. 7. Pentru fiecare metodă s-au calculat abaterile relative față de rezistența obținută prin ruperea la presă :

$$\Sigma = \frac{R_c^p - R_c^N}{R_c^p} 100 \qquad (14)$$

în care :

R_c^p este rezistența obținută prin ruperea la presă

R_c^N este succesiv rezistența determinată prin metoda cu ultrasunete și prin metoda combinată.

În tabela 8 am înscris valorile abaterilor relative în cele două metode.

În fig. 10 am trasat variația abaterilor cu viteza de propagare.

Se vede că media abaterilor este destul de favorabilă. Pentru a putea însă determina precizia metodelor, este necesar să determinăm intervalul în care se situează 90% din rezultate. În fig. 11 am trasat curbele de frecvență ale abaterilor separat pentru cele două metode descrise mai sus și se-

Tabela 8

Valori medii ale abaterilor relative

Intervalul de viteze (km/s)	Numărul de probe	Abateri relative medii	
		Metoda cu ultrasunete	Metoda combinată
3,00	11	16	16
3,00—3,19	11	14	22
3,20—3,29	15	24	20
3,30—3,39	19	21	12
3,40—3,49	22	16	12
3,50—3,59	41	14	11
3,60—3,69	34	14	10
3,70—3,79	55	14	14
3,80—3,89	40	9	12
3,90—3,99	21	12	14
4,00—4,20	31	14	14
Total	300	14	13

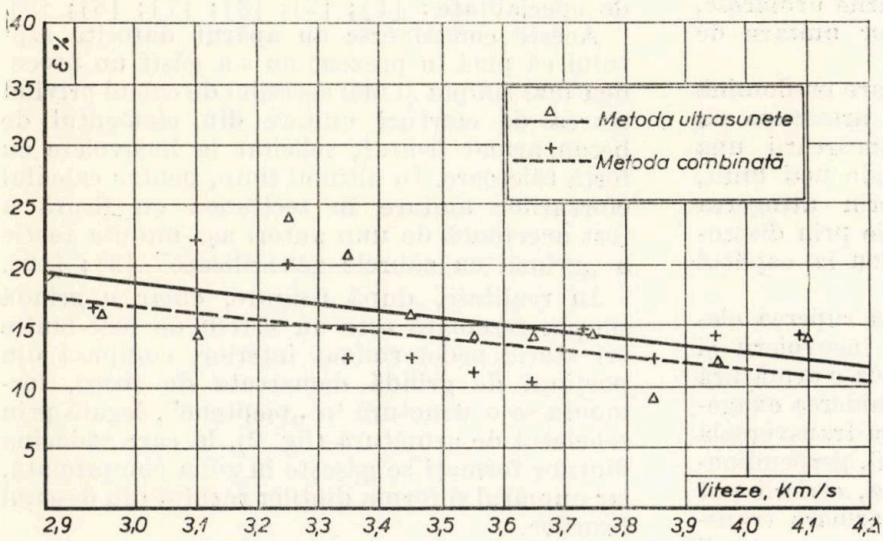


Fig. 10. Variaţia abaterilor în metodele nedistructive.

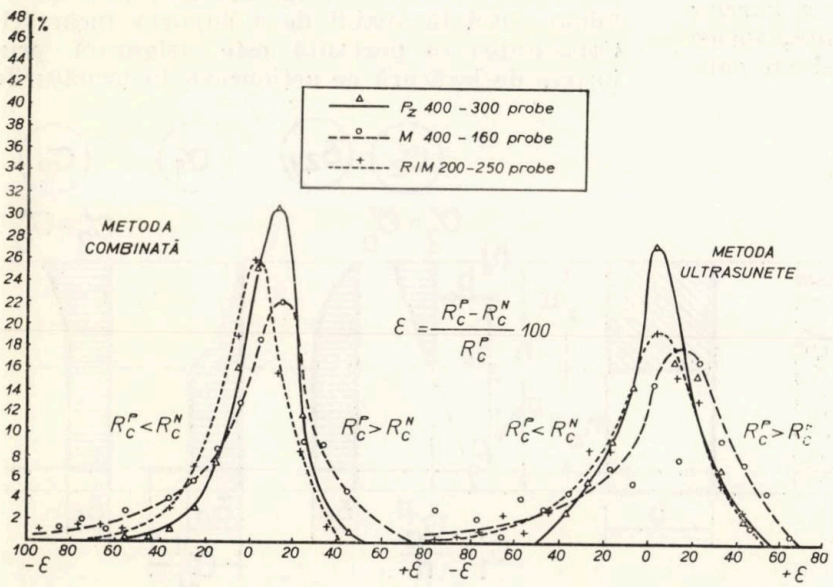


Fig. 11, Curbele de freevenţă ale abaterilor relative ε

Tabela 9

Parametrii statistici

Specificarea parametrilor	Valori în metoda	
	ultrasunet	combinată
Media abaterilor în valoare absolută	14	13
Media algebrică a abaterilor	6	6
Abaterea medie patratică	16,9	15,2
Limitele între care se încadrează 90% din rezultate (precizia)	minim −22	−19
	max. +34	+31

parat pe grupe de cimenturi. Se vede că în toate cazurile metoda combinată dă rezultatele cele mai bune.

În tabela 9, am calculat parametrii statistici care determină limitele de variaţie ale abaterilor.

De fapt, în determinarea rezistenţei betonului ne interesează numai valorile negative ale limitelor, cînd rezistenţa calculată ar fi mai mare decît cea reală (a se vedea formula (14)). Rezultă deci din tabelă că aproximaţia celor două metode arătate mai sus este în jur de 20%, aceasta bineînţeles în cazul cînd cunoaştem natura cimentului şi dozajul, fără a avea probe pentru etalonare. Dacă însă avem cuburi de control sau carote din acelaşi beton, aproximaţia se reduce la 10%, ceea ce este foarte bine.

CONCLUZII

Din experienţa căpătată în decursul cîtorva ani de aplicare a metodelor ultrasonice de impuls la controlul calităţii betoanelor s-a observat că abaterile mari ale rezistenţelor calculate faţă de cele reale apar atunci cînd betonul nu are, în realitate, caracteristicile care i se presupun, adică atunci cînd slaba lui calitate nu provine numai dintr-o compactare insuficientă. Prin eliminarea necesităţii cunoaşterii majorităţii elementelor constitutive ale betonului, metoda expusă mai sus ne dă instrumentul cu care putem, şi în aceste cazuri, să ne apropiem de valoarea reală a rezistenţei betonului cercetat.

STUDIUL DETERMINĂRII EFORTURILOR UNITARE ÎN STADIUL II LA ELEMENTELE DE BETON ARMAT SOLICITATE LA ÎNCOVOIERE CU FORȚĂ TĂIETOARE

Șef lucrări dr. Ing. **Iosif DEUTSCH**
Institutul politehnic Timișoara

1. Starea de eforturi într-o grindă de beton armat solicitată la încovoiere cu forță tăietoare, după apariția fisurilor

La elementele de beton armat solicitate la încovoiere cu forță tăietoare, fisurile urmăresc, în general, traiectoriile eforturilor unitare de compresiune (fig. 1).

Cînd ruperea apare în zona în care predomină acțiunea forțelor tăietoare (dacă armătura nu lunecă în beton), la creșterea încărcării una dintre fisurile înclinate se deschide mai mult, după care survine ruperea, fie prin atingerea limitei de curgere în armătură, fie prin distrugerea zonei comprimate de beton la capătul fisurii de tăiere.

Pentru a obține certitudinea că ruperea elementului se produce din cauza încovoierii și nu prin tăiere, trebuie să se prevadă o armătură transversală care să înlăture deschiderea exagerată a fisurilor înclinate. Armătura transversală trebuie să fie așezată, pe cît posibil, perpendicular pe direcția fisurilor. De aceea, etrierii pot fi considerați ca cea mai slabă armare transversală. Nici armătura înclinată nu poate fi considerată ca rațională căci este concentrată într-unul sau două puncte ale fisurilor.

Folosirea simultană a etrierilor și a barelor ridicate este considerată mai eficientă, totuși efectul obținut nu este proporțional cu cantitatea de armătură folosită.

De aceea, problema elaborării unei metode de calcul pentru determinarea armăturii transversale care să satisfacă cerințele arătate cu un consum minim de armătură este în prezent mult discutată și controversată în literatura de specialitate: [1]; [2]; [3]; [7]; [8]; [9].

Aceste controverse au apărut datorită faptului că pînă în prezent nu s-a găsit un procedeu mai simplu și mai accesibil de calcul privind starea de eforturi unitare din elementul de beton armat fisurat, solicitat la încovoiere cu forță tăietoare. În ultimul timp, pentru calculul eforturilor unitare în secțiunea cu fisură a fost acceptată de unii autori așa-numita teorie a „grinzii cu zăbrele generalizate" [2]; [10].

In realitate, după fisurare, chiar o grindă simplu rezemată este un sistem de mai multe ori static nedeterminat interior, compusă din porțiuni de grindă demarcate de fisuri, formîndu-se o structură în „pieptene", legată prin scheletul de armătură (fig. 2), la care rădăcina dinților formați se găsește în zona comprimată, iar numărul și forma dinților rezultă din desenul fisurilor.

Dacă se secționează toate barele de armătură în locul unde se intersectează cu o fisură, elementul de beton armat devine static determinat, însă incapabil de a suporta încărcări. Capacitatea sa portantă este asigurată prin forțele de legătură ce acționează în armăturile

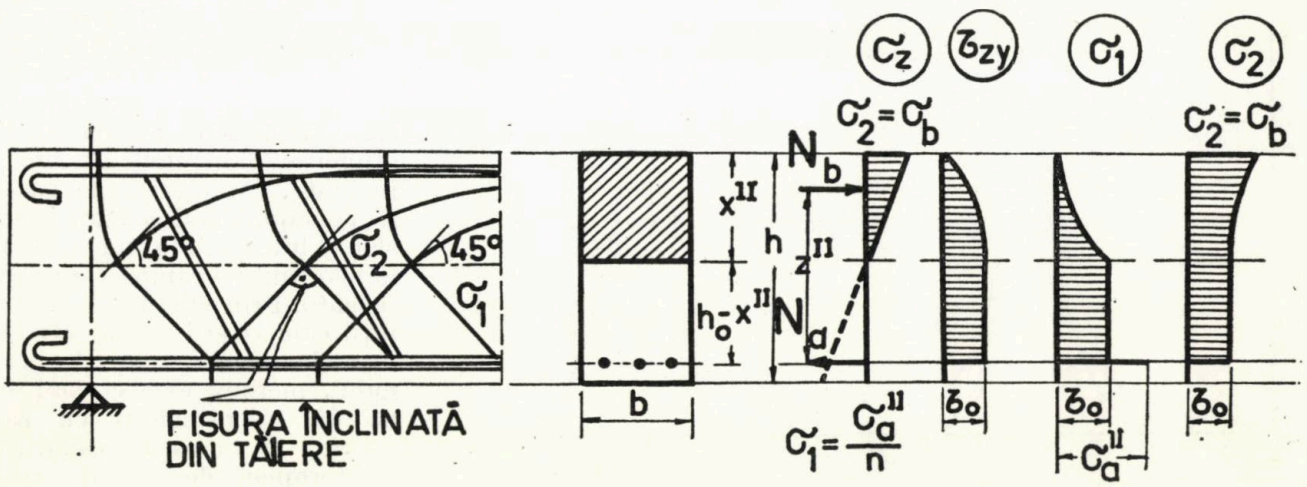


Fig. 1

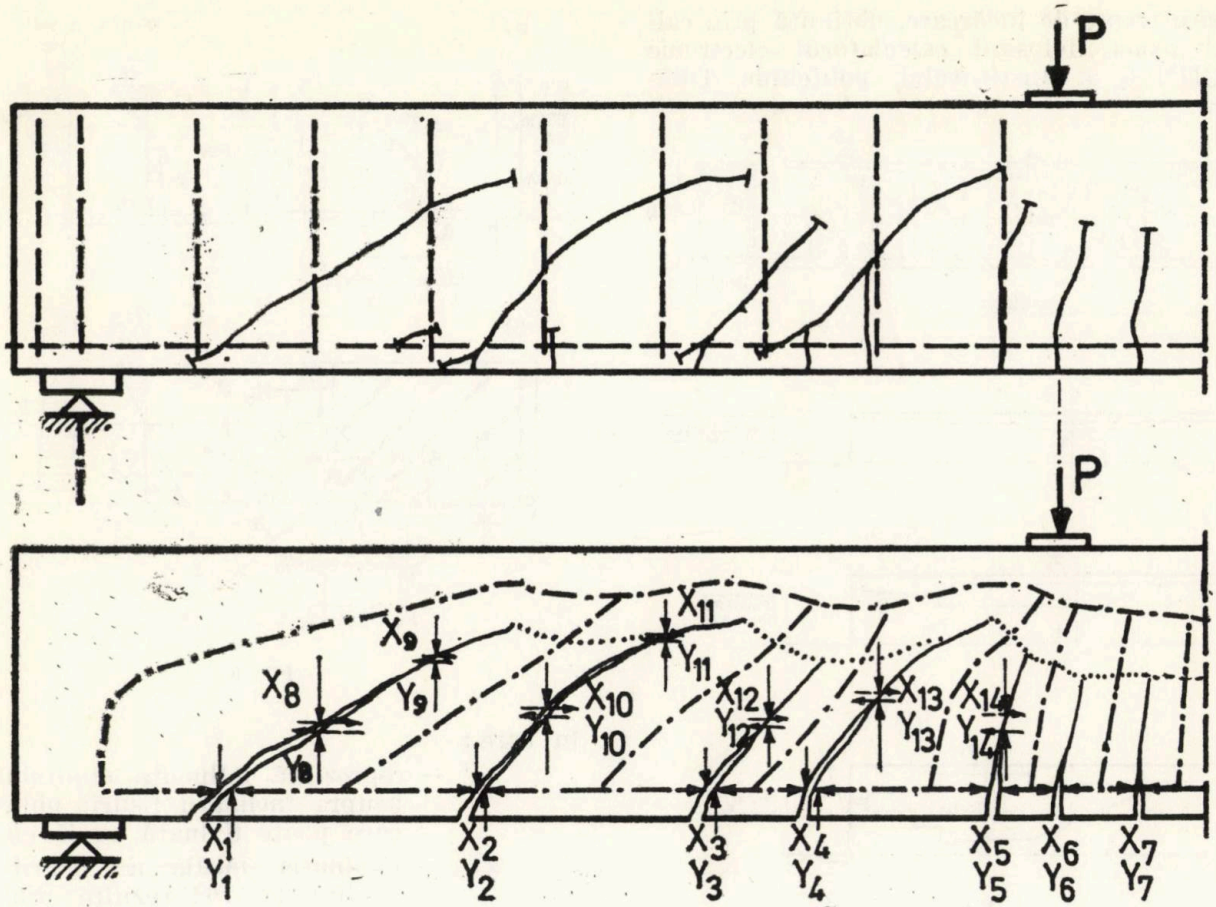


Fig. 2

longitudinale şi transversale ($X_1 \ldots X_{14}$, şi $Y_1 \ldots Y_{14}$).

După cum se vede, chiar în cazul acestui exemplu simplu (idealizat) ne găsim în faţa a 28 de mărimi static nedeterminate. În majoritatea cazurilor, unele forţe pot fi neglijate, de exemplu în fig. 2 se pot neglija forţele de legătură transversale din etrierii Y_8 pînă la Y_{14}. Rezolvarea unor astfel de sisteme de multe ori static nedeterminate se poate realiza astăzi destul de uşor cu ajutorul maşinilor electronice de calcul. Bineînţeles, în cazurile de tehnică curentă nu ne putem gîndi la efectuarea unor asemenea calcule complicate. Pe această cale se pot însă obţine lămuriri asupra unor fenomene încă incomplet cunoscute.

Datele experimentale arată că, după fisurare, elementul se comportă, pînă la o anumită treaptă de încărcare ($\tau_b \leqslant \tau_{b0}$), ca o fermă cu tirant în care armătura transversală este foarte puţin încărcată faţă de valoarea obţinută din calculul după teoria grinzii cu zăbrele clasice a lui W. Ritter şi E. Mörsch. După această treaptă de încărcare, prin solicitarea dinţilor de beton la încovoiere, [3], fisurile de încovoiere se transformă în fisuri de tăiere, încărcîndu-se astfel şi armătura transversală cu eforturi de întindere mai ridicate (fig. 3).

Din fig. 3 se observă că sub încărcarea de exploatare valoarea efortului unitar în armătura transversală este mică, aproape întreaga forţă tăietoare fiind preluată de zona comprimată de beton.

Cu creşterea în continuare a încărcării, începe să crească mult şi efortul în armătura transversală, iar în apropierea ruperii elementului, întreaga forţă tăietoare este preluată de armătura transversală.

În fig. 4 se arată distribuţia forţei tăietoare între zona comprimată de beton şi armătura transversală pentru o grindă de beton armat solicitată la încovoiere cu forţă tăietoare, la

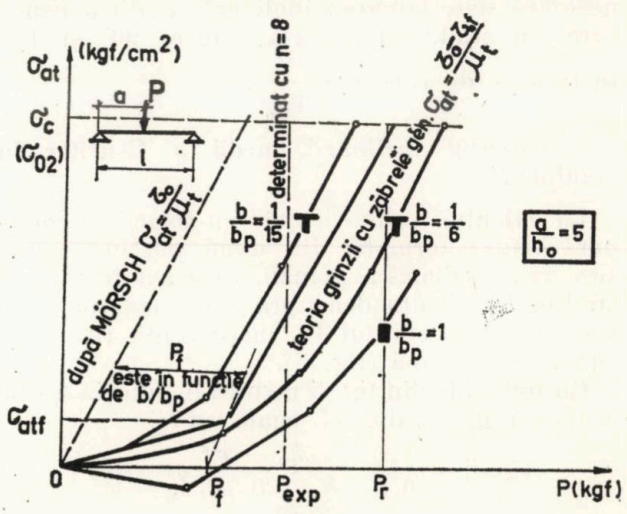


Fig. 3

diferite trepte de încărcare, obținută prin calculul exact, folosind calculatorul electronic MECIPT-1 al Institutului politehnic Timișoara.

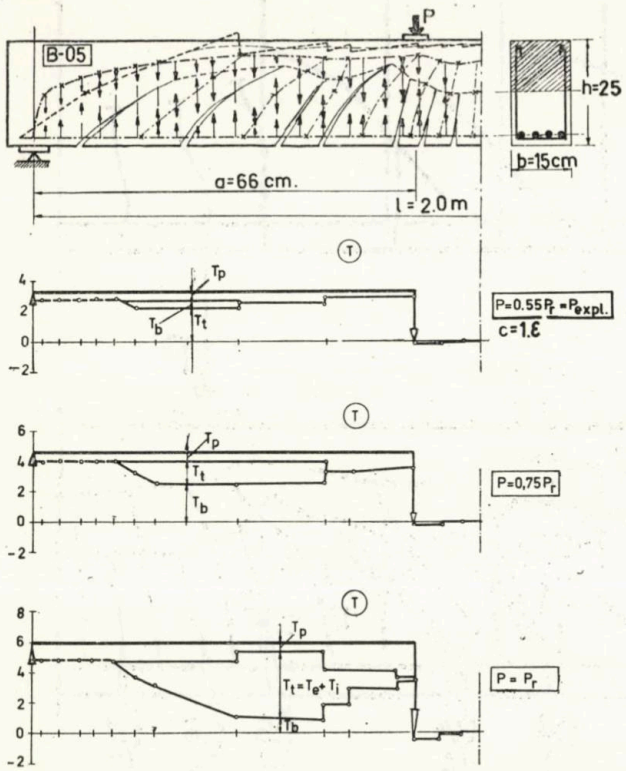


Fig. 4

T — forța tăietoare corespunzător încărcării *P*; T_p — forța tăietoare preluată de efectul de pană; T_t — forța tăietoare preluată de armătura transversală; T_b — forța tăietoare preluată de zona comprimată de beton

Deoarece această redistribuire a eforturilor cu creșterea încărcării nu poate fi prinsă cu ajutorul teoriei „grinzii cu zăbrele generalizate" (care în general este valabilă în zonele din apropierea reazemului, unde forța tăietoare este preponderentă), calculul eforturilor unitare în stadiul II se face după schema secțiunii cu fisură înclinată, care poate fi folosită pe toată lungimea elementului. De aceea este necesară determinarea înclinării medii a fisurii care, în stadiul II, variază între 90° și 45°, în funcție de raportul $\frac{M}{Th_0}$.

2. Calculul înclinării medii a fisurilor în stadiul II

La calculul înclinării medii a fisurii se consideră fisura formată din două porțiuni: una sub axa mediană a grinzii, care s-a format în stadiul I*a*, și alta deasupra axei mediane, care s-a format în stadiul II, în prezența fisurii de sub axa mediană (fig. 5).

Cu notațiile din fig. 5 rezultă înclinația medie a fisurii în stadiul II egală cu:

$$\operatorname{tg} \alpha_m^{II} = \frac{h_0 - x^{II}}{\frac{0{,}457\ h_0}{\operatorname{tg} \alpha_m^{I}} + \frac{0{,}543\ h_0 - x^{II}}{\operatorname{tg} \alpha^{II}}} \qquad (1)$$

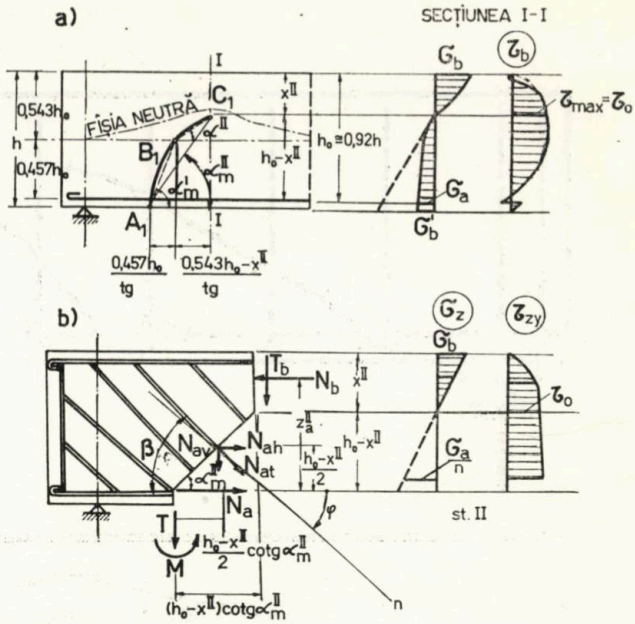


Fig. 5

în care:

α^{II} — reprezintă influența stadiului II asupra înclinării fisurii oblice și care poate fi luată egală cu 45°

α_m^I — înclinația medie a fisurii în stadiul I*a* [6] rezultă din relația:

$$\operatorname{ctg} \alpha_m^I = \frac{2\ \beta_0 \frac{Th}{M}}{\sqrt{1 + \left(2\ \beta_0 \frac{Th}{M}\right)^2} - 1} \qquad (2)$$

unde β_0 are valoarea:

$$\beta_0 = 0{,}66 + 2{,}52\ n\mu_1 \qquad (3)$$

În figurile 6 și 7 se arată variația înclinării medii a fisurilor oblice în stadiul II în funcție de abscisa relativă $\frac{z}{l}$, pentru diferite procente de armare ($\mu\%$) și scheme de încărcare.

Dacă fisura oblică se dezvoltă după linia ce unește reazemul cu ultima forță concentrată de pe grindă, atunci înclinarea medie a fisurii poate fi determinată cu relația:

$$\operatorname{tg} \alpha_m^{II} = \frac{h_0'}{a} \qquad (4)$$

în care:

$h_0' = h - a'$

a — distanța de la forța concentrată la reazem;

a' — distanța de la centrul de greutate a armăturii comprimate la marginea cea mai comprimată a elementului.

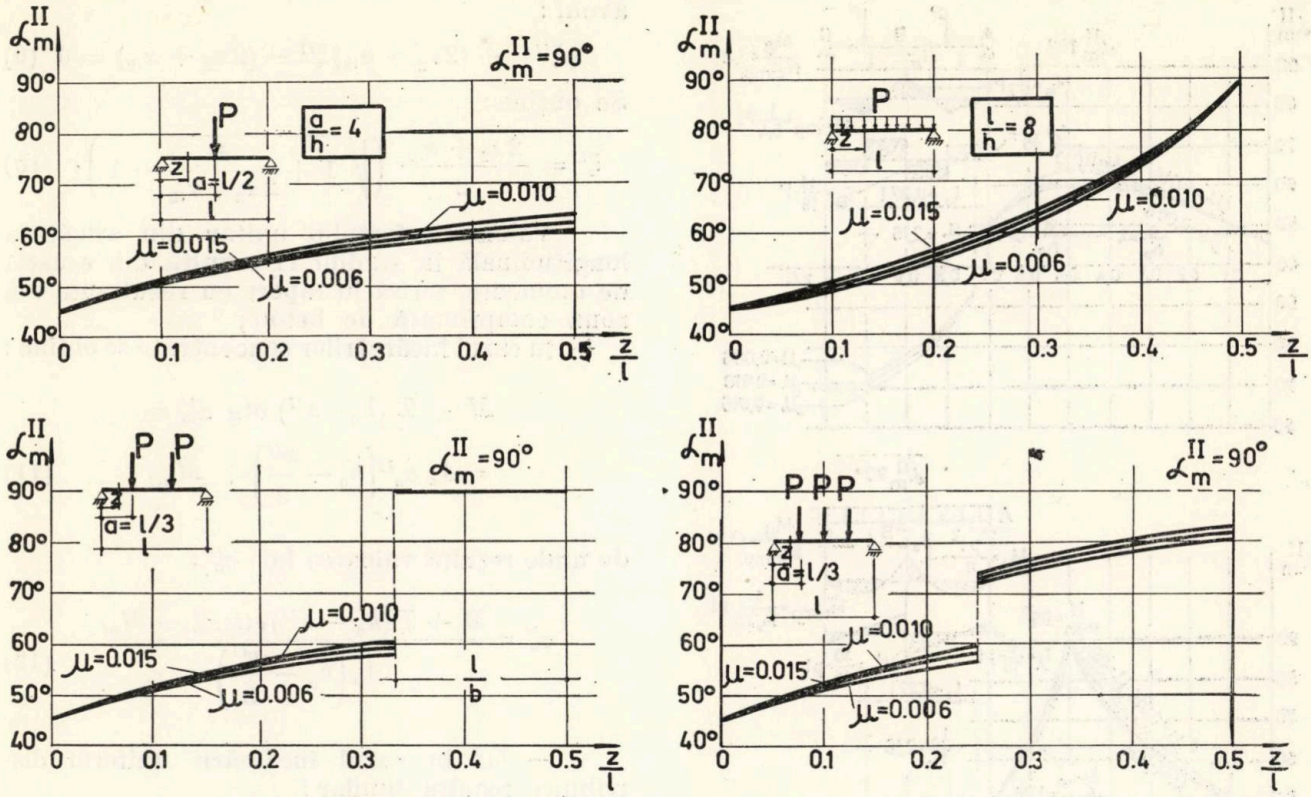


Fig. 6

3. Calculul eforturilor unitare în stadiul II într-o secțiune cu fisură înclinată

3.1. *Determinarea eforturilor unitare din armătura transversală*

În stadiul II, după fisurare, elementul se transformă într-o structură static nedeterminată. Pentru a ridica nedeterminarea interioară și pentru a putea calcula mărimea eforturilor din armătura transversală, ne vom folosi de rezultatele experimentale ale autorului [5] și de cele din literatură [2] (fig. 3).

Se obține :

$$\sigma_{at}^{II} = \frac{\tau_0 - \tau_{0f}}{\mu_t} \qquad (5)$$

în care :

$\tau_0 = \dfrac{T}{bz^{II}}$ — valoarea efortului unitar tangențial de la nivelul axei neutre în stadiul II

τ_{0f} — valoarea efortului unitar tangențial de la nivelul axei neutre în stadiul I *a* ($\tau_{of} \cong R_t$)

μ_t — coeficient de armare transversal.

Din fig. 8 se observă că dacă $\tau_0 < \tau_{0f}$ atunci efortul de întindere în armătura transversală este mic (sub 200—300 daN/cm²). În acest caz, pe porțiunile respective de grindă, în calcule se poate lua $\sigma_{at}^{II} = 0$, considerînd că întreaga forță tăietoare este preluată de zona comprimată de beton.

3.2. *Determinarea eforturilor unitare din armătura longitudinală*

Pentru calculul mărimii eforturilor unitare din armătura longitudinală (σ_a^{II}) considerăm o secțiune înclinată în dreptul fisurii curente cu abscisa *z* care are înclinarea medie α_m^{II} (fig. 9).

Poziția axei neutre în stadiul II rezultă din condiția ca momentul static al secțiunii ideale de beton în raport cu aceeași axă să fie zero (fig. 10)

$$\frac{1}{2} b (x^{II})^2 - n A_a (h_0 - x^{II}) - n A_{at} \frac{h_0 - x^{II}}{2 \sin \alpha_m^{II}} \cos (\beta - \varphi) = 0 \qquad (6)$$

notînd :

$$\xi^{II} = \frac{x^{II}}{h_0} \; ; \quad n = \frac{E_a}{E_b} \; ; \quad \mu = \frac{A_a}{b h_0} \quad \text{și}$$

$$\mu_t = \frac{A_{at}}{b a_t \sin \beta} \qquad (7a, b, c, \text{și } d)$$

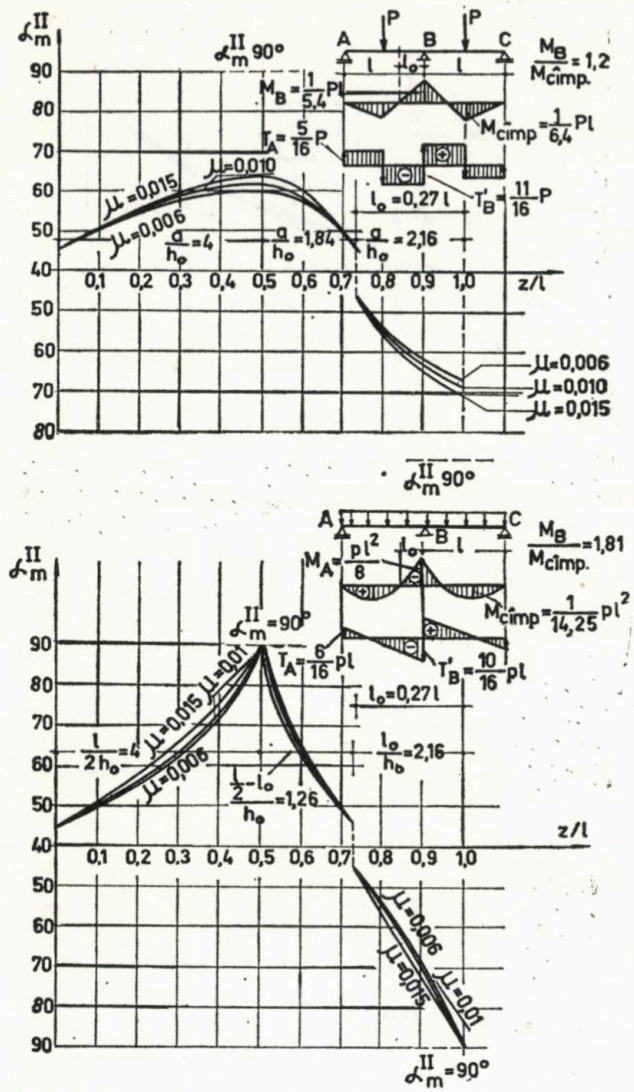


Fig. 7

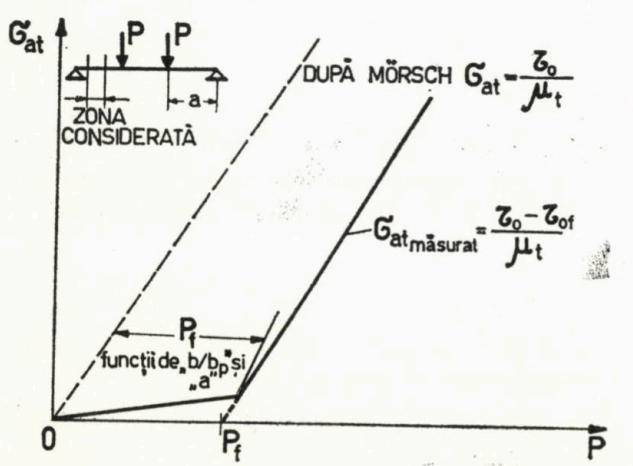


Fig. 8

cu :

$$\alpha_2 = n\mu \text{ şi } \alpha_{t2} = n\mu_t \cdot \frac{a_t}{h_0} \cdot \frac{\sin\beta}{\sin\alpha_m^{II}} \cos(\beta - \varphi) \qquad (8a \text{ şi } b)$$

avem :

$$(\xi^{II})^2 + (2\alpha_2 + \alpha_{t2})\xi^{II} - (2\alpha_2 + \alpha_{t2}) = 0 \qquad (9)$$

Se obţine :

$$\xi^{II} = \frac{2\alpha_2 + \alpha_{t2}}{2}\left(\sqrt{1 + \frac{4}{2\alpha_2 + \alpha_{t2}}} - 1\right), \qquad (10)$$

Valoarea efortului unitar din armătura longitudinală în stadiul II rezultă din ecuaţia de momente, scrisă în raport cu rezultanta din zona comprimată de beton ;

— în cazul încărcărilor concentrate se obţine :

$$M + T(h_0 - x^{II})\operatorname{ctg}\alpha_m^{II} = A_a\,\sigma_a^{II}\left(h_0 - \frac{x^{II}}{3}\right) + M_{at}, \qquad (11)$$

de unde rezultă valoarea lui σ_a^{II} :

$$\sigma_a^{II} = \frac{M + T(h_0 - x^{II})\operatorname{ctg}\alpha_m^{II} - M_{at}}{A_a\left(h_0 - \frac{x^{II}}{3}\right)}, \qquad (12)$$

— iar în cazul încărcării uniform distribuite rezultă similar :

$$\sigma_a^{II} = \frac{M + T(h_0 - x^{II})\operatorname{ctg}\alpha_m^{II} - 0{,}5p(h_0 - x^{II})^2\operatorname{ctg}\alpha_m^{II} - M_{at}}{A_a\left(h_0 - \frac{x^{II}}{3}\right)} \qquad (13)$$

în care : M_{at} — reprezintă momentul rezultantei eforturilor de întindere din armătura transversală în raport cu acelaşi punct :

$$M_{at} = A_{at}\,\sigma_{at}^{II}\,z_{at}, \qquad (14)$$

iar valoarea lui z_{at} se poate scrie din fig. 11. După transformări se obţine :

$$\zeta_{at} = \frac{z_{at}}{h_0} = \frac{1 - \xi^{II}}{2}\sin\beta\operatorname{ctg}\alpha_m^{II} + \frac{1}{6}(3 - \xi^{II})\cos\beta \qquad (15)$$

3.3. *Determinarea eforturilor unitare din zona comprimată de beton*

Valoarea eforturilor unitare în stadiul II din betonul comprimat (σ_b^{II}) rezultă din ecuaţia de momente scrisă în raport cu armătura longitudinală întinsă :

$$M = N_b\,z^{II} - M'_{at} - T_b(h_0 - x^{II})\operatorname{ctg}\alpha_m^{II} \qquad (16)$$

sau, în final :

$$\sigma_b^{II} = \frac{M + T_b(h_0 - x^{II})\operatorname{ctg}\alpha_m^{II} + M'_{at}}{0{,}5\,b\,x^{II}\left(h_0 - \frac{x^{II}}{3}\right)} \qquad (17)$$

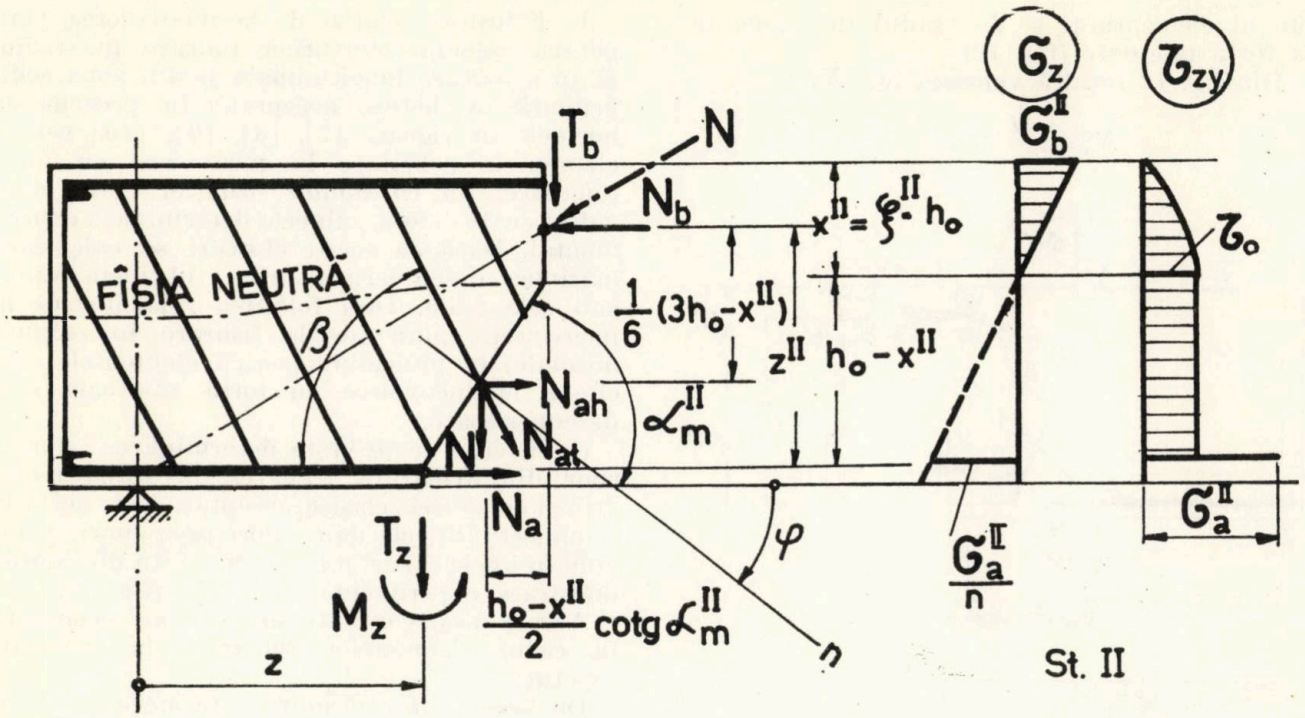


Fig. 9

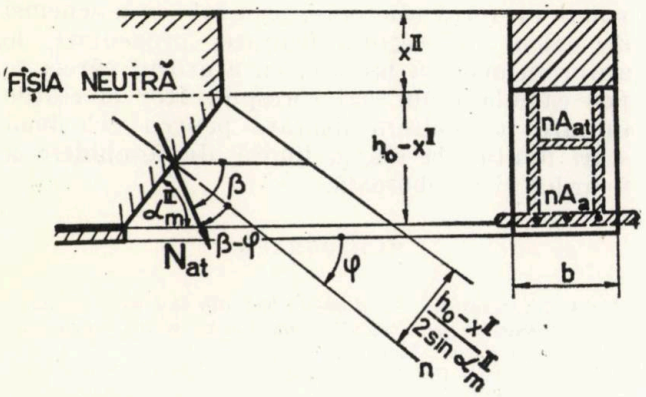


Fig. 10

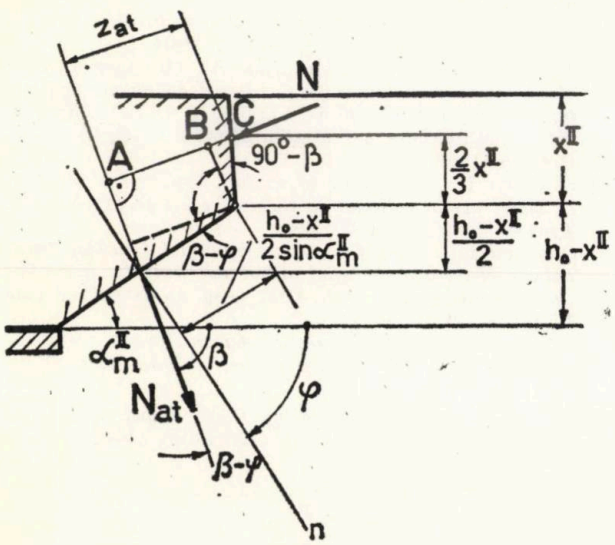


Fig. 11

în care :

T_b — reprezintă forța tăietoare preluată de zona comprimată de beton ; se poate determina cu relația :

$$T_b = T - A_{at}\,\sigma_{at}^{II}\sin\beta \qquad (18)$$

M'_{at} — reprezintă momentul rezultantei eforturilor de întindere din armătura transversală în raport cu rezultanta eforturilor de întindere din armătura longitudinală :

$$M'_{at} = A_{at}\,\sigma_{at}^{II}\,z'_{at} \qquad (19)$$

iar :

$$z'_{at} = \frac{h_0 - x^{II}}{2}\,(\cos\beta - \operatorname{ctg}\alpha_m^{II}) \qquad (20)$$

3.4. *Variația efortului de întindere din armătura longitudinală în lungul elementului*

Dacă se are în vedere că înclinația fisurilor este variabilă în lungul elementului, rezultă că, în cazul încovoierii cu tăiere, linia lui N_a^{II} nu mai este afină cu linia lui M (cum era la încovoiere pură $N_a^{II} = \frac{M}{z_c}$), ci este decalată cu o mărime variabilă V care depinde de doi parametri : de variația înclinării fisurilor din

lungul elementului şi de gradul de acoperire la forţa tăietoare (fig. 12).

Din fig. 12 rezultă valoarea lui N_a^{II} :

$$N_a^{II} = \frac{M}{z_c} + T\frac{V}{z_c} \qquad (21)$$

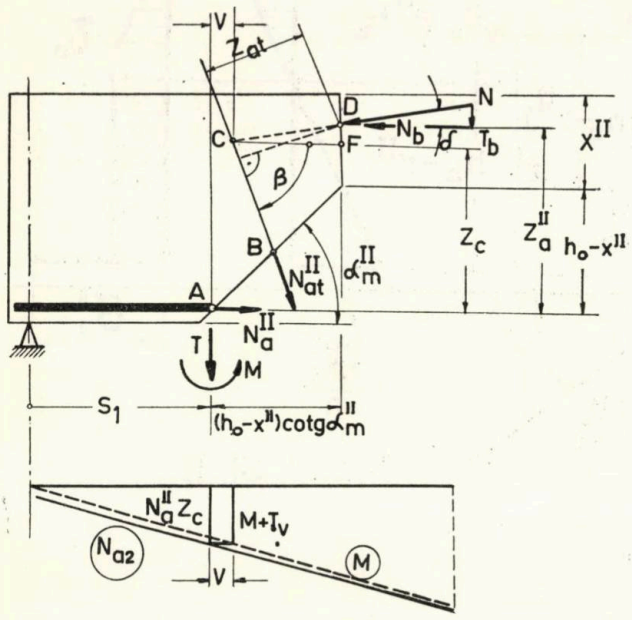


Fig. 12

în care :

$$z_c = z^{II} - z_{at}\frac{\sin\delta}{\sin(\beta+\delta)}. \qquad (22)$$

$$z^{II} = h_0 - \frac{x^{II}}{3} \qquad (23)$$

$$\operatorname{tg}\delta = \frac{T_b}{N_b} \qquad (24)$$

iar N_b rezultă din relaţia (17).

Valoarea mărimii variabile V rezultă din relaţia :

$$V = (h_0 - x^{II})\operatorname{ctg}\alpha_m^{II} - z_{at}\frac{\cos\delta}{\sin(\beta+\delta)}. \qquad (25)$$

4. Concluzii

a) In lipsa unei teorii generale unitare privind calculul la încovoiere cu forţă tăietoare, consideraţiile teoretice tratate în lucrare, precum şi rezultatele experimentale efectuate de autor dau posibilitatea elaborării unor formule de calcul [relaţiile (1), (2), (10), (12), (13) respectiv (17)] pentru determinarea eforturilor unitare în stadiul II în secţiunea cu fisură înclinată cu suficientă precizie faţă de cele măsurate experimental. Diferenţele fiind cuprinse între $\Delta = \pm 3 \div 10\%$.

b) Folosirea relaţiei de la încovoierea pură pentru calculul eforturilor unitare în stadiul II în armătura longitudinală şi din zona comprimată de beton, acceptată în prezent de normele în vigoare [7], [8], [9], [10] pentru elementele solicitate la încovoiere cu forţă tăietoare, nu corespund situaţiei reale, dînd valori cu 10—20% sub cele determinate experimental. Dacă cu aceste eforturi se calculează mărimea deschiderii fisurilor, obţinem valori sub cele reale. Deci folosirea relaţiilor de la încovoierea pură (de la fisurare în secţiuni normale) în proiectare pentru elementele solicitate la încovoiere cu forţă tăietoare este descoperitoare.

c) În ceea ce priveşte determinarea eforturilor din armătura transversală, după teoria grinzii cu zăbrele clasice, acceptată şi de normele româneşti [9], ele dau valori prea mari, ajungînd în unele cazuri pînă la 80% faţă de valorile măsurate experimental [2]; [5] (fig. 8).

Aceste neconcordanţe sînt şi mai accentuate în cazul elementelor solicitate la încărcări repetate.

De aceea, în proiectare este necesar să se revizuiască acest calcul convenţional, acceptat de norme pentru calculul eforturilor unitare în stadiul II la elementele solicitate la încovoiere cu forţă tăietoare, prin folosirea schemei de calcul în secţiuni fisurate, prezentate de autor în această lucrare, cu ajutorul căreia se pot calcula mult mai corespunzător eforturile unitare în secţiuni fisurate pentru cele două stări limită : la starea limită de deschidere a fisurilor şi la oboseală.

BIBLIOGRAFIE

[1] Borisanski M. S. : *Rasciot otognutih sterjnei i homutov izghibaemîh jelezobetonîh elementov po stadii razruşenia.* Gosstroiizdat, Moskva, 1946.

[2] Leonhardt F. : *La réduction de la couture d'effort tranchant dans les structures en béton armé. Interprétation de résultats d'essais à l'aide d'une généralisation de l'analogie du treillis.* Bulletin d'Information CEB No. 49, Mai 1965,

[3] Kani G. N. I. : *The Riddle of Shear Failure and its Solution.* Journal of ACI, No. 4, 1964.

[4] Avram C,. Filimon I., Mihaescu A., Deutsch I., *ş.a.* : *Espacement et ouverture des fissures des élements prismatiques en béton armé soumis à la torsion pure.* Documentation préliminaire, 11e Session plénière CEB, Bruxelles, Octobre 1966.

[5] Deutsch I. : *Contribuţie la studiul fisurării elementelor de beton armat solicitat la încovoiere cu forţă tăietoare.* Teză de doctorat, IPT, 1970.

[6] Deutsch I. : *Teoria formării şi apariţiei fisurilor înclinate la elementele de beton armat solicitate la încovoiere cu forţă tăietoare.* Buletin IPT, seria Construcţii, Tom 15 fascic. 2‘ 1970

[7] * * * *Norme de proiectare a elementelor de beton şi beton armat; recomandări pentru standardizare CPC* — CAER 1963.

[8] * * * *ACI Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete* (ACI 318—63) June, 1963.

[9] * * * *STAS 8000—67*

[10] * * * *Règles B. A. 1960.*

PREFABRICAREA COMPLEXĂ A INSTALAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

Ing. HORIA BUSUIOC şi ing. ŞTEFAN VINTILĂ
Institutul de construcţii Bucureşti. Facultatea de instalaţii pentru construcţii

I. Introducere

Ritmul înalt de dezvoltare al activităţii de construcţie şi volumul în continuă creştere al instalaţiilor ce se realizează şi se vor realiza în actualul cincinal în ţara noastră impun renunţarea la metodele tradiţionale de execuţie şi introducerea pe scară largă a tehnologiilor moderne, printre care un loc de frunte îl ocupă prefabricarea.

Ca ramură tehnologică relativ tînără, prefabricarea a cunoscut o dezvoltare continuă, ascendentă. Începuturile au fost făcute, cum era şi normal, la iniţiativa întreprinderilor de execuţie, organelor de proiectare revenindu-le meritul de a asimila experienţa acumulată şi de a elabora proiectele în vederea realizării lor cu ajutorul elementelor prefabricate. În aceste condiţii, tipizarea construcţiilor, în general, şi tipizarea elementelor de instalaţii, în special, au căpătat o importanţă deosebită.

Este interesant de subliniat faptul că, în evoluţia tehnicii instalaţiilor spre industrializare au fost parcurse o serie de etape, dintre care principalele au fost următoarele :

— procedeul tradiţional de lucru „la banc" în clădire, în condiţii de şantier;

— executarea centralizată a unor operaţii de serie, la nivelul atelierului unei formaţii de lucru;

— organizarea unor ateliere de lot, cu dotări tehnice minimale (forje, maşini de găurit, de filetat etc.) ;

— organizarea unor ateliere complexe de prefabricare la nivelul întreprinderii de instalaţii.

Prefabricarea reprezintă astăzi un proces complex, care cuprinde atît faza de proiectare, cît şi faza de execuţie a instalaţiilor pentru construcţii, între acestea existînd o unitate şi o intercondiţionare reciprocă.

Prefabricarea instalaţiilor trebuie studiată în strînsă corelaţie cu prefabricarea elementelor de construcţie, respectîndu-se condiţiile funcţionale, de rezistenţă, de estetică etc., ale clădirii respective. De asemenea, în procesul complex al prefabricării trebuie ţinut seamă, pe de o parte, de metodele şi tehnologiile specifice de lucru ale prefabricării elementelor de construcţie, cum ar fi : glisarea, utilizarea panourilor mari sau a elementelor spaţiale etc. şi, pe de altă parte, de metodele specifice de execuţie şi montare a elementelor prefabricate de instalaţii.

În general, sînt cunoscute avantajele tehnico-economice ale prefabricării (scurtarea duratei de execuţie a lucrărilor, micşorarea preţului de cost al acestora, creşterea gradului de tehnicitate etc.), care de fapt au stimulat dezvoltarea acestei tehnici moderne, şi de aceea nu vom insista asupra lor.

În cele ce urmează vor fi prezentate principiile de bază ale proiectării fluxurilor tehnologice pentru prefabricarea complexă a instalaţiilor pentru construcţii. Aceste principii vor fi ilustrate cu o serie de realizări practice privind proiectarea, execuţia şi exploatarea atelierelor complexe de prefabricare a instalaţiilor aparţinînd TCM — Prahova, TC — Ilfov şi TCM — Dîmboviţa.

II. Principii de organizare ştiinţifică a producţiei şi a muncii în atelierele complexe pentru prefabricarea instalaţiilor

Prefabricarea complexă a instalaţiilor presupune cunoaşterea principiilor de bază privind organizarea producţiei şi a muncii şi aplicarea lor creatoare, în condiţii particulare, de la caz la caz în funcţie de volumul lucrărilor de construcţie şi instalaţii, de specificul lucrărilor respective (instalaţii pentru construcţii civile, social-culturale, industriale, agrozootehnice etc.) şi de condiţiile locale privind amplasarea atelierelor de lucru, a depozitelor de materiale etc.

Aceste principii de organizare sînt deduse prin generalizarea experienţei acumulate pînă în prezent şi, pe scurt, sînt următoarele :

1 — *Amplasarea atelierelor complexe de prefabricate* este indicat a se face în interiorul aceloraşi incinte în care se află depozitul central de materiale

de instalaţii şi sediul întreprinderii respective. Pentru realizarea economică a transportului, manipulării şi aprovizionării în flux continuu este bine ca depozitul central să fie deservit de o linie ferată de garare.

O asemenea amplasare judicioasă a fost posibilă pentru bazele de producţie ale prefabricatelor de instalaţii la TCM — Prahova (fig. 1) şi la TC — Ilfov (fig. 2).

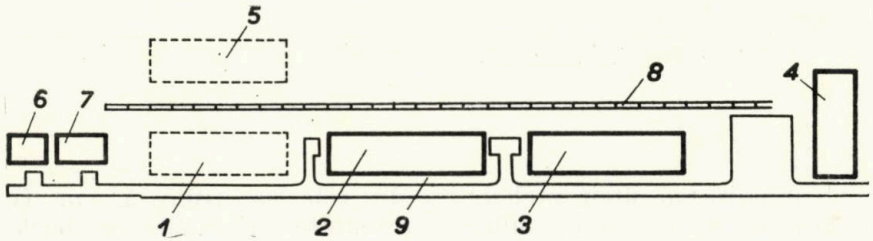


Fig. 1 — Organizarea bazei de producţie pentru instalaţii a TCM — Prahova.
1 — **platformă pentru depozitarea ţevilor şi profilelor**; *2* — **atelierul complex pentru prefabricarea instalaţiilor**; *3* — **şopron şi magazie centrală pentru materiale de instalaţii**; *4* — **sediul întreprinderii de instalaţii**; *5* — **staţia pentru izolarea conductelor**; *6* — **depozit pentru radiatoare**; *7* — **staţie pentru probat şi asamblat radiatoare**; *8* — **linie c.f.**; *9* — **rampă exterioară pentru producţie.**

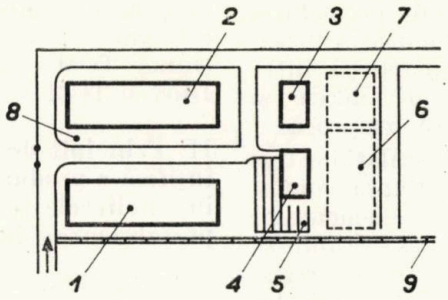


Fig. 2 — Organizarea bazei de producţie pentru instalaţii a TC — Ilfov:
1 — **depozit central pentru materiale de instalaţii**; *2* — **hala principală pentru prefabricare complexă a instalaţiilor**; *3* — **centrala termică**; *4* — **hala pentru probat şi asamblat radiatoare**; *5* — **depozit pentru radiatoare**; *6* — **depozit central pentru ţevi**; *7* — **spaţiu pentru staţia de izolare a conductelor**; *8* — **rampă exterioară de producţie**; *9* — **linie de garaj c.f.**

2 — *Organizarea atelierului complex pe secţii de bază bine specializate* pentru prelucrare şi montaj (ca de exemplu: secţia de noduri sanitare prefabricate, secţia pentru probat şi asamblat radiatoare etc.) şi pe secţii de deservire comună (ca de exemplu: secţia strungărie, scularie etc.).

3 — *Defalcarea maximă a tehnologiei de lucru în secţii şi specializarea muncitorilor* în vederea efectuării unor operaţii elementare (tăiere, lipire, filetare, montaj etc.).

4 — *Amplasarea optimă a maşinilor şi utilajelor în secţii* în funcţie de fluxul tehnologic urmărit. Maşinile-unelte care produc pentru două sau mai multe secţii (fără a fi specifice unei secţii de producţie anumite) este indicat să fie amplasate în secţia de solicitare maximă pentru maşinile-unelte respective.

5 — *Utilizarea la capacitatea maximă a maşinilor-unelte* cu randament ridicat (eventua prin organizarea lucrului în două schimburi).

6 — *Materialele şi piesele aflate în lucru trebuie să parcurgă un drum minim prin atelier.* Trebuie urmărit ca materialul, o dată intrat pe banda de prelucrare, să ajungă pe drumul cel mai scurt la expediţie, evitîndu-se încrucişarea pe parcurs cu materialele provenite de la alte secţii, precum şi stocarea acestora în spaţiile de lucru.

7 — *Reducerea la minimum a circulaţiei muncitorilor prin atelier* pentru manipularea materialelor sau pentru manevrarea diferitelor piese aflate în lucru.

8 — Pentru buna desfăşurare a proceselor tehnologice, *atelierele complexe de prefabricate trebuie prevăzute cu centrală termică proprie, cu staţii de oxigen, acetilenă, aer comprimat* etc., precum şi cu grupuri sociale şi cantine pentru salariaţii respectivi.

9 — În cadrul atelierului complex de prefabricare a instalaţiilor este necesară o *secţie de cercetare ştiinţifică*, prevăzută cu un laborator de încercări, în care să se studieze şi să se realizeze: prototipuri de prefabricate pentru toate specialităţile de instalaţii, utilaje şi dispozitive pentru autoutilare specifice acestui domeniu etc. De asemenea, laboratorul de încercări trebuie dotat cu aparatura necesară pentru efectuarea măsurătorilor şi a probelor la instalaţiile de importanţă deosebită montate din elemente prefabricate.

10 — Întrucît *atelierele complexe de prefabricare* au un specific deosebit, *se recomandă a fi organizate independent*, din punct de vedere administrativ şi financiar, avînd servicii proprii de contabilitate, aprovizionare, producţie, normare, control tehnic al calităţii etc.

III. Fluxurile tehnologice în atelierele complexe pentru prefabricarea instalaţiilor pentru construcţii

Ţinînd seama de utilizarea raţională a spaţiilor de lucru şi de principiile enunţate anterior, în tehnica prefabricării sînt cunoscute două moduri de proiectare a fluxurilor tehnologice, şi anume: longitudinal şi transversal.

Primele ateliere complexe de prefabricate au fost proiectate şi executate în vederea realizării fluxurilor tehnologice longitudinale, amplasarea secţiilor şi a utilajelor în secţii

făcîndu-se în lungul halei respective. În acest sistem, în interiorul halei respective s-a prevăzut un culoar longitudinal central pentru transportul şi manevra materialelor şi pieselor aflate în lucru, iar de o parte şi de cealaltă a acestuia au fost amplasate secţiile de prelucrare. Acest sistem prezenta avantajele realizării economice a distribuţiei conductelor pentru transportul diferitelor fluide (apă, aer etc.), ale amplasării judicioase a circuitelor şi tablourilor pentru instalaţiile electrice de forţă etc., dar şi dezavantajele încrucişării unor fluxuri, ale blocării spaţiilor de circulaţie, a impietării asupra anumitor spaţii de lucru etc.

Pe baza unei analize tehnico-economice şi a experienţei acumulate din exploatarea atelierelor complexe de prefabricate executate pînă în prezent, s-a trecut la proiectarea fluxurilor tehnologice transversale, care vor fi analizate pe larg în continuare. Avantajele tehnico-economice ale acestui mod de dispunere a fluxurilor tehnologice rezultă din următoarele: posibilitatea de aprovizionare independentă cu materii prime şi materiale a liniilor tehnologice; expedierea produselor prefabricate, direct din secţie, în exteriorul atelierului spre beneficiari, evitîndu-se transporturile încrucişate; alimentarea, pe drumul cel mai scurt, a celorlalte linii tehnologice cu piese şi materiale prelucrate din secţia comună de prelucrări mecanice etc.

Pentru exemplificare, în fig. 3 se prezintă o hală principală de producţie a elementelor prefabricate de instalaţii, în care fluxurile tehnologice sînt dispuse transversal.

Se observă că liniile tehnologice care cer manevrarea unor obiecte relativ voluminoase (linia pentru obiecte sanitare şi linia pentru confecţii metalice şi lăcătuşerie) se amplasează cît mai aproape de căile de acces în hală.

Linia pentru obiecte sanitare (*A*, fig. 3) este dotată cu depozite (*1*, *2* şi *3*) pentru obiectele ce urmează a fi prelucrate şi cu o maşină, *5*, pentru operaţia de găurire a obiectelor sanitare în vederea montării bateriilor amestecătoare sau a robinetelor de serviciu. Materialul pentru montaj este pregătit în două subfluxuri. Primul, pentru prelucrarea ţevilor de legătură din PVC şi plumb, începe cu depozitele intermediare, *10*, respectiv *11*, continuă cu maşina de banc pentru tăiere, *12* şi *13*, cu bancul pentru lărgit plumbul şi lipit pe boz, *14*, de unde sînt trecute la bancul de montaj *6*, unde sosesc bateriile amestecătoare şi armăturile preluate din depozitul special amenajat, *16*, demontate şi reglate la bancul *17*. La bancul *15* se ambalează accesoriile care fac parte din echipamentul obiectului sanitar, dar fiind detaşabile se montează în faza de finisaj a construcţiei (pufere, dopuri cu lanţ, rozete de manevră, şuruburi pentru lemn etc.). Acestea se ambalează într-o punguţă din material plastic şi se expediază o dată cu obiectul sanitar la şantier. Se evită astfel dificultăţile de aprovizionare.

Linia pentru prelucrarea ţevilor din oţel este organizată astfel încît să asigure folosirea utilajelor pentru prelucrare (maşinile de tăiat ţeavă, *19*, şi maşinile pentru filetat, *22*) la capacitatea lor maximă. Sectorul pentru prelucrări mecanice prin aşchiere al liniei este comun subfluxurilor pentru ţeavă neagră şi galvanizată a căror tehnologie este, din acest punct de vedere, identică.

După prelucrarea prin aşchiere (tăiere, *19*, şi frezare interioară, *21*) ţevile sînt selecţionate după criteriul diametrului, lungimii şi calităţii şi depozitate în depozitul intermediar pentru ţevi tăiate, *20*. De aici sînt transmise la maşinile pentru filetare, *22*, apoi, printr-un transportor cu role, *23*, la un depozit de sortare, *24*, de unde pleacă în trei direcţii diferite — spre depozitul intermediar, *25*, spre subfluxul pentru prelucrarea legăturilor pentru prefabricatele instalaţiilor de încălzire centrală (*28*, *29*, *33*, *27*) etc. şi către subfluxul pentru prelucrarea derivaţiilor din ţeavă galvanizată (*35*, *40*, *41* etc.).

În subfluxul pentru prelucrarea legăturilor de încălzire centrală, robinetele şi fitingurile preluate din depozitul intermediar, *30*, sînt transmise la bancul *31* unde sînt demontate, apoi la bancul *32* unde se execută primul reglaj al robinetelor, ţinînd seama de presiunea disponibilă rezultată din diagrama de reglaj. La bancul *29*, robinetele şi fitingurile necesare se montează pe ţevile sosite de la secţiile de prelucrare mecanică, apoi sînt trimise la bancul de asamblare *33* şi la depozitul *27*.

În subfluxul pentru prelucrarea derivaţiilor din ţeavă galvanizată, robinetele preluate din depozitul *37*, reglate la bancul *38*, montate în subansambluri la bancul *39*, sînt asamblate la bancul *36* cu ţevile galvanizate preluate de la depozitele *25* sau *24* şi prelucrate la bancul de curbare „la rece", *35*. Derivaţiile, asamblate definitiv la bancul *40*, sînt îmbinate cu coloanele la bancul *41*.

Coloanele pentru instalaţiile de încălzire centrală şi instalaţiile sanitare sînt prelucrate la bancurile *26*, respectiv *34*.

Linia pentru prelucrarea ţevilor din PVC este amplasată lîngă linia pentru prelucrarea ţevilor din oţel, astfel încît produsele finale ale ambelor linii (subansamblurile din oţel galvanizat şi cele din PVC) au un punct de joncţiune — bancul de montaj în carcasa metalică, *68*, după care nodul sanitar poate fi expediat la şantier.

Linia este organizată pe două subfluxuri independente: subfluxul pentru prelucrarea coloanelor şi cel pentru prelucrarea derivaţiilor, care sînt comune pînă la depozitul pentru ţevi din PVC, *42*, maşina pentru tăiat ţevi din PVC, *43*, şi bancul pentru frezare interioară, *44*.

Dincolo de acest banc, cele două subfluxuri se despart, cel pentru coloane continuînd cu depozitul intermediar *63*, dispozitivul pentru umplerea ţe-

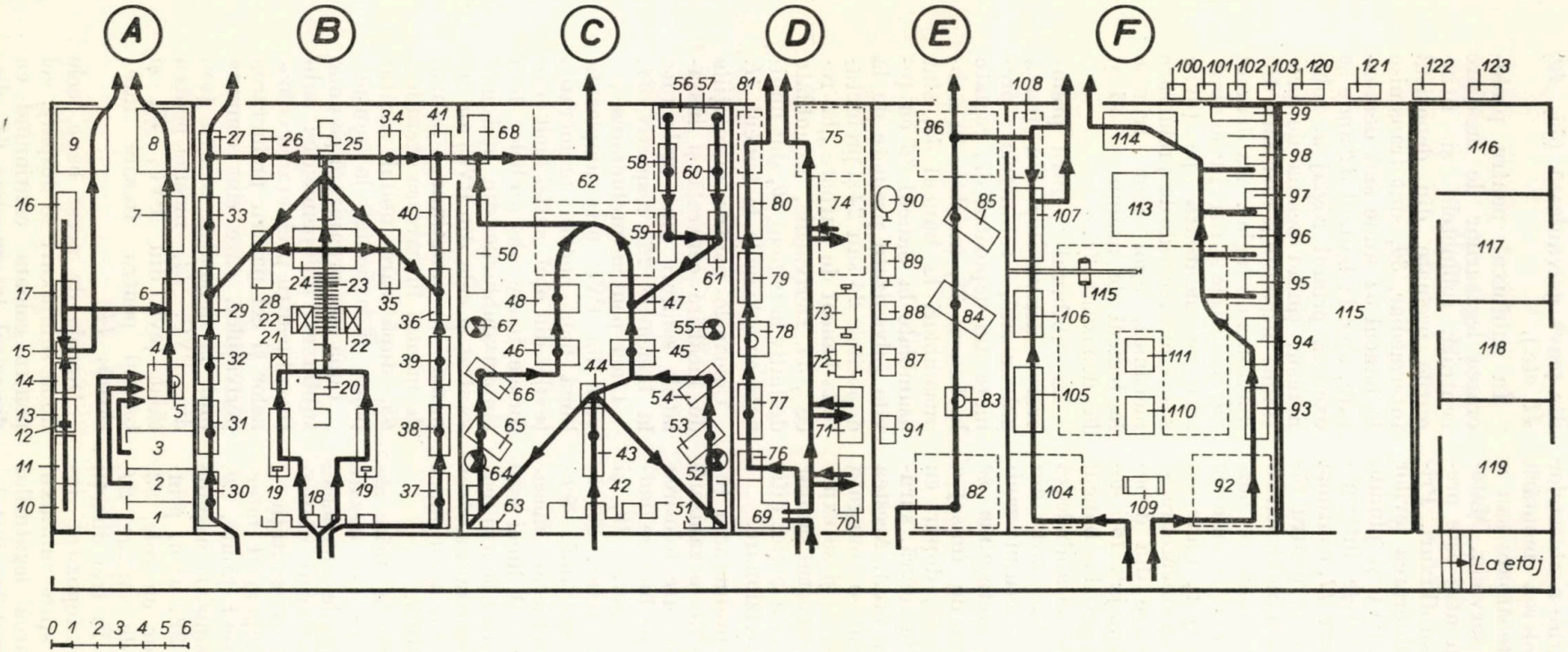


Fig. 3 — Hala principală de producție : *A* — Linia pentru obiecte sanitare : *1* — depozit pentru rezervoare WC ; *2* — depozit pentru spălătoare (chiuvete) ; *3* — depozit pentru obiecte din faianță ; *4* — bane pentru găurirea obiectelor ; *5* — mașină pentru găurit ; *6* — bane montaj baterii ; *7* — bane montaj sifoane și ventile pentru scurgere ; *8, 9* — depozit produse finite ; *10* — rastel pentru țevi din PVC ; *11* — rastel pentru țevi din plumb ; *12* — circular pentru tăierea țevilor ; *13* — bane pentru tăierea țevilor ; *14* — bane pentru lărgit țevi și lipit bozuri ; *15* — bane pentru ambalarea accesoriilor ; *16* — depozit pentru baterii și armături ; *17* — bane pentru demontarea armăturilor. *B* — Linia mixtă pentru prelucrarea țevilor din oțel : *18* — depozit pentru țevi brute ; *19* — mașini de tăiat cu trasare directă ; *20* — depozit pentru țevi tăiate ; *21* și *22* — mașini pentru filetat ; *23* — transportor curele ; *24* — sortare ; *25* — depozit de țevi selecționate ; *26* — bane pentru montaj fitinguri (sau pentru sudură) ; *27* — depozit ansambluri ; *28* — bane pentru curbarea legăturilor ; *29* — bane pentru montajul ansamblurilor robinet + legătură, a cotloanelor + legătură ; *30* — depozit pentru robinete și fitinguri ; *31* — bane pentru demontarea robinetelor ; *32* — bane pentru reglarea robinetelor ; *33* — asamblare ; *34* — bane pentru montarea fitingurilor pe coloanele din țeavă galvanizată ; *35* — bane pentru curbarea la rece a țevilor din oțel galvanizat ; *36* — bane pentru montajul ansamblurilor robinete + derivații ; *37* — depozit fitinguri și robinete ; *38* — bane pentru verificarea și reglajul robinetelor ; *39* — bane pentru montajul subansamblurilor robinet + fiting ; *40* și *41* — baneuri pentru asamblare. *C* — Linia pentru prelucrarea țevilor din PVC : *42* — depozit țevi din PVC ; *43* — mașina pentru tăiat țevi din PVC, cu dispozitiv pentru trasare și polizare ; *44* — frezare interioară ; *45* — bane pentru pregătirea derivațiilor în vederea lipirii ; *46* — idem pentru coloane ; *47* — bane pentru executarea lipiturilor pe derivații ; *48* — idem pentru coloane ; *49* — țarc pentru așteptarea după lipire ; *50* — bane pentru montarea subansamblului din PVC ; *51* — depozit intermediar pentru țevi din PVC tăiate pentru subfluxul de derivații ; *52* — umplerea țevilor cu nisip ; *53* — dispozitiv pentru încălzirea țevilor ; *54* — bane pentru curbarea derivațiilor pe șablon ; *55* — golire nisip ; *56* — depozit de zi pentru robinete și fitinguri metalice ; *57* — idem pentru fitinguri din PVC ; *58* — bane pentru verificarea robinetelor ; *59* — bane pentru montarea subansamblului „fiting metalic + robinet" ; *60* — bane pentru pregătirea fitingurilor din PVC pentru lipire și bane pentru sudura PVC ; *61* — bane pentru îmbinarea subansamblului „fiting metalic + robinet" cu fitingurile din PVC ; *62* — depozit de zi pentru noduri sanitare ; *63* — depozit intermediar pentru țevi din PVC tăiate pentru subfluxul de coloane ; *64* — umplerea țevilor cu nisip ; *65* — dispozitiv pentru încălzirea țevilor ; *66* — bane pentru executarea compensatoarelor de dilatație pe coloane ; *67* — golire nisip ; *68* — bane pentru montajul nodului sanitar pe careasa metalică. *D* — Linia pentru tablouri și prefabricate electrice : *69* — depozit de zi pentru cutii capsulate ; *70* și *71* — baneuri de montaj ; *72* — post pentru sudură electrică ; *73* — polizor ; *74* — zona pentru montajul panourilor de automatizare ; *75* — depozit pentru tablouri finite ; *76* — depozit pentru plăci de marmură ; *77* — bane pentru trasare ; *78* — mașină pentru găurit ; *79* și *80* — baneuri pentru montaj și legături ; *81* — depozit pentru tablouri finite pe plăci de marmură. *E* — Secția pentru prelucrări mecanice : *82* — depozit pentru materiale semifinisate ; *83* — mașină de găurit cu coloană ; *84* și *85* — strunguri ; *86* — depozit pentru materiale finite ; *87* — raboteză ; *88* — presă ; *89* — polizor dublu ; *90* — polizor simplu ; *91* — freză. *F* — Linia pentru confecții metalice de lăcătușerie : *92* — depozit pentru materia primă ; *93* — bane pentru trasare ; *94* — tăiere ; *95, 96, 97* și *98* — boxe pentru sudură dotate cu mese ventilate ; *99* — panou pentru reglarea convertizoarelor de sudură ; *100, 101, 102* și *103* — grup de convertizoare de sudură ; *104* — depozit de vane ; *105* — zona pentru demontarea și reglarea vanelor ; *106* — asamblarea vanelor cu flanșe ; *107* — bane pentru probare hidraulică ; *108* — depozit pentru flanșe ; *109* — foarfecă pentru tăiat tablă ; *110* — ștanță ; *111* — presă ; *112* — spațiu pentru producție ; *113* — grătar cu hotă pentru sudură ; *114* — depozit ; *115* — magazie pentru materiale ; *116* — grup sanitar ; *117* și *118* — birouri ; *119* — birou șefi de echipă ; *120* — tabloul general ; *121* — gospodăria de acetilenă ; *122* — gospodăria de oxigen ; *123* — gospodăria de aer comprimat.

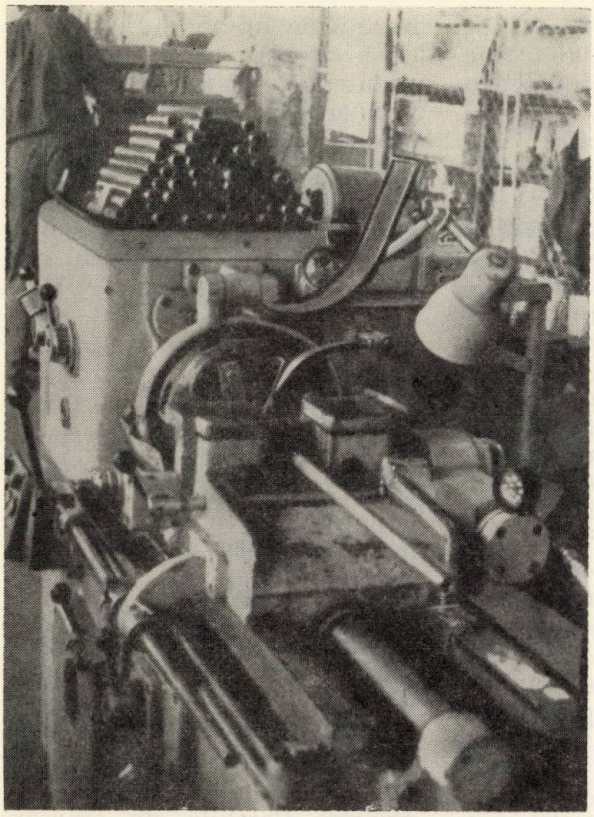


Fig. 4 — Maşină pentru filetat ţevi

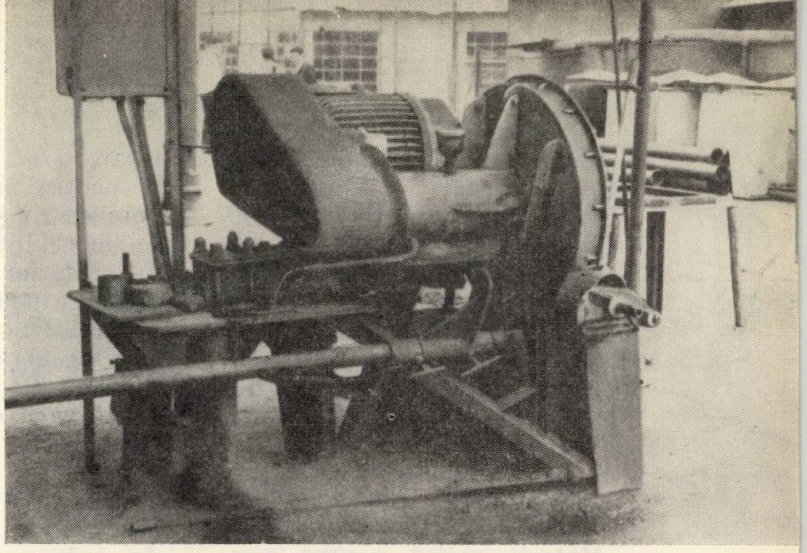


Fig. 5 — Maşina pentru tăierea tablei

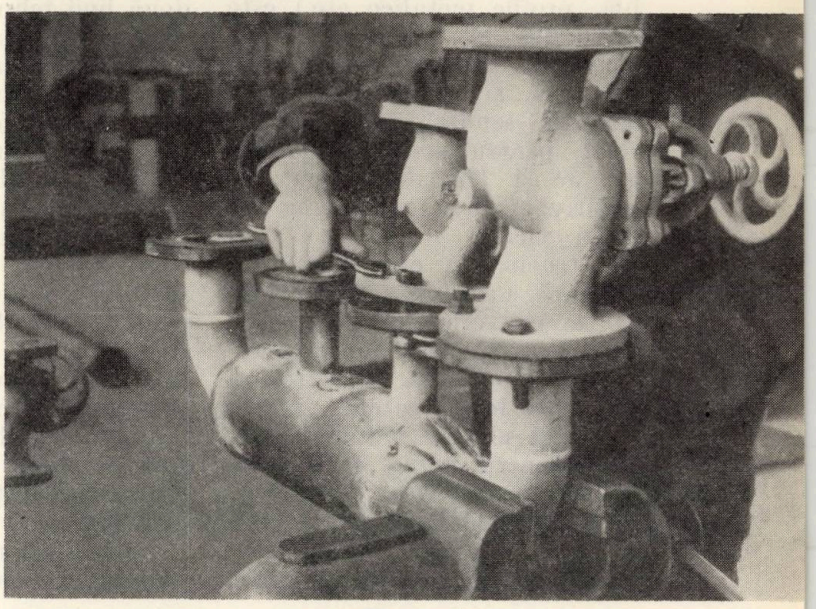


Fig. 6 — Linia pentru confecţii metalice. Montarea vanelor pe un distribuitor prefabricat.

vilor cu nisip, *64*, dispozitivul pentru încălzirea ţevilor în vederea curbării, *65*, şi bancul pentru curbarea ţevilor, *66*. Pregătirea ţevilor pentru lipire (polizare, mufare etc.) se realizează la bancul *46*, iar lipirea acestora la bancul *48*, după care ţevile lipite sînt depozitate 24 ore în ţarcul pentru aşteptare după lipire.

Subfluxul pentru derivaţii este organizat în puncte de depozitare şi prelucrare a ţevii, asemănătoare celui pentru coloane (*51*, *52*, *53*, *54*, *45* şi *55*).

În plus, se pregătesc la bancuri diferite (*58*, *59* şi *60*) robinetele şi fitingurile din PVC şi metal, în vederea îmbinării subansamblului „fiting metalic şi robinet şi fiting PVC" la bancul *61*.

Linia pentru tablouri şi prefabricate electrice este dotată cu unelte pentru prelucrarea şi montarea tablourilor electrice. Linia este organizată în două subfluxuri — pentru tablourile metalice şi pentru tablouri pe placă de marmură, dotate cu depozite intermediare şi bancuri de execuţie separate.

Secţia pentru prelucrări mecanice serveşte toate liniile atelierului cu produse finite sau semifabricate (pentru linia de confecţii metalice şi de lăcătuşerie produce flanşe, şuruburi, ventile etc., iar pentru linia de prefabricate electrice, borne, cleme etc.). Este dotată cu scule pentru prelucrarea prin aşchiere (strunguri, maşini de găurit), polizare, tăiere etc.

Linia pentru confecţii metalice şi de lăcătuşerie este linia cea mai complexă a atelierului datorită sortimentului de prefabricate produse, parţial unicate, şi a faptului că produce şi semifabricate necesare celorlalte linii ale atelierului (console, stelaje şi cutii metalice etc.).

Dintre prefabricatele finite mai importante se menţionează cele necesare pentru centrale termice, staţii pentru pompare, tubaje, ansambluri de vane şi tronsoane de conductă asamblate etc. Pentru manevrarea acestora este indicat ca linia să fie acoperită de acţiunea unei grinzi rulante de 1,5 t.

În linia pentru confecţii şi lăcătuşerie se execută echiparea şi probarea robinetelor (vanelor). Prin echipare se înţelege adăugarea la robinetul cu ventil sau sertar-vană, produs de fabrică, a unui ansamblu de două flanşe cu ştuţuri din ţeavă etanşate cu garnituri şi asamblate cu şuruburi mecanice. Probarea vanei în condiţii de atelier verifică entaşeitatea părţilor componente ale ramei echipate, inclusiv a ştuţurilor cu

flanşe şi a garniturilor. Prin acest procedeu se verifică la presiune vana propriu-zisă, controlîndu-se şi modul în care se închide vana (etanşeitatea organului de închidere).

Traiectul prin secţie al vanelor începe de la depozitul lor, trece prin zona pentru demontare şi reglare, *105*, prin zona de asamblare cu flanşe, *106*, şi ajunge în final la dispozitivul pentru probe hidraulice, *107*.

Materia primă pentru confecţii metalice şi lăcătuşerie (tablă, profile metalice etc.) este introdusă în secţie în depozitul *92*. Bancul pentru trasare, *93*, şi pentru tăiere, *94*, asigură semifabricate sectoarelor pentru sudură, *95*, *96*, *97*, *98* şi *113*, dotate cu dispozitive pentru extragerea aerului viciat.

Întrucît din experienţa anterioară s-a constatat că prezenţa convertizoarelor constituie o sursă de zgomot, acestea se montează în exterior, protejate într-o cabină, în secţie fiind plasate numai butoanele pentru reglaj în panoul pentru reglaj, *99*.

Atelierul mai este dotat cu o magazie proprie pentru materiale mărunte, *115*, un grup sanitar, *116*, birouri, *117* şi *118* pentru personalul tehnic-administrativ şi un birou pentru şefii de echipă, *119*.

În exterior se află amplasate gospodăriile energetice ale atelierului, formate din tabloul general *120*, staţia de acetilenă *121*, de oxigen *122* şi de aer comprimat *123*, amplasate la distanţele cerute de normele de pază contra incendiilor şi de normele de tehnica securităţii muncii.

În hala secundară de producţie (fig. 7) se amplasează două linii tehnologice, separate de toate celelalte datorită nivelului de zgomot foarte ridicat: linia pentru probarea şi asamblarea radiatoarelor şi linia pentru prefabricarea pieselor şi tubulaturii de ventilaţie. Prima linie trebuie amplasată în imediata apropiere a liniei de cale ferată şi trebuie să aibă posibilităţi de acces pentru vehicule auto. A doua (linia pentru ventilaţie) este separată datorită zgomotului produs la prelucrare şi a volumului apreciabil al produselor, care în hala principală ar fi produs greutăţi în timpul exploatării.

Linia pentru probarea şi asamblarea radiatoarelor este servită de un monorai (*M*) pe care circulă cărucioare prevăzute cu dispozitive pentru prinderea fără efort a corpurilor de radiator.

Potrivit planului de lucru al atelierului, corpurile de 10 elemente sosite de la furnizor sînt dirijate pe monorai spre sectorul pentru uscare, *1*. Dacă sînt umede (cînd afară plouă sau este iarnă), sînt depozitate aici în limita necesarului pentru o zi (50 — 80 corpuri) pentru a se usca sub acţiunea unor jeturi de aer cald îndreptate asupra zonei. În sectorul *2* se montează dopurile şi eventual reducţiile necesare pentru probare.

Astfel pregătit, corpul este dus pe o masă rotativă, *3*, capabilă să probeze 15—18 corpuri, cu distanţe suficiente pentru examinare pe toate părţile. Pe masa rotativă există o pompă *P* cu presiune 10 at, iar corpurile sînt cuplate prin dispozitive flexibile de etanşare cu strîngere rapidă, pe care există robinete de control al debitului. Masa execută o rotaţie completă în 30 minute, timp considerat edificator pentru proba la rece. Controlul existenţei porilor se face vizual cu o lampă portativă.

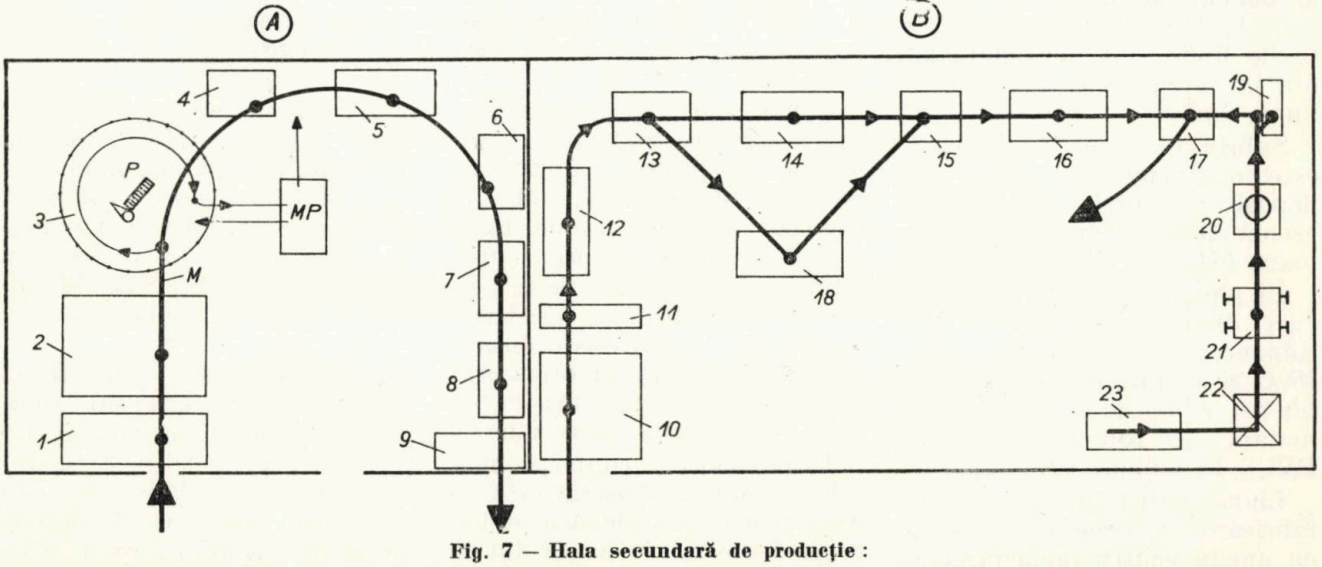


Fig. 7 — Hala secundară de producţie:

A — **Linia pentru probarea şi asamblarea radiatoarelor:** *1* — **sector pentru uscarea radiatoarelor;** *2* — **sector pentru montarea dopurilor;** *3* — **masă rotativă pentru probarea şi spălarea radiatoarelor cu apă rece;** *4*, *5* **şi** *6* — **bancuri pentru asamblarea radiatoarelor;** *7* — **sector pentru probe cu apă caldă;** *8* — **sector pentru remedieri după proba cu apă caldă;** *9* — **sector pentru pregătirea în vederea expedierii (dopuri şi etichetare);** *MP* — **sector pentru demontarea elementelor defecte;** *M* — **monorai;** *P* — **pompă pentru proba hidraulică.**

B — **Linia pentru prefabricarea pieselor şi tubulaturii de ventilaţie:** *10* — **depozit pentru tablă;** *11* — **dispozitiv pentru îndreptarea tablei;** *12* — **banc pentru trasare;** *13* — **maşină pentru debitat tablă;** *14* — **maşină pentru vălţuit;** *15* — **maşină pentru executat şi îmbinat falţul;** *16* — **banc pentru montaj;** *17* — **asamblarea tronsoanelor cu flanşe;** *18* — **dispozitiv pentru îndoire (profilare);** *19* — **depozit pentru flanşe** *20* — **maşină pentru găurit;** *21* — **convertizor pentru sudură;** *22* — **maşină pentru tăiat profile;** *23* — **depozit de zi pentru profile.**

Corpurile marcate ca defecte, pe măsură ce ajung în dreptul monoraiului, sînt evacuate la

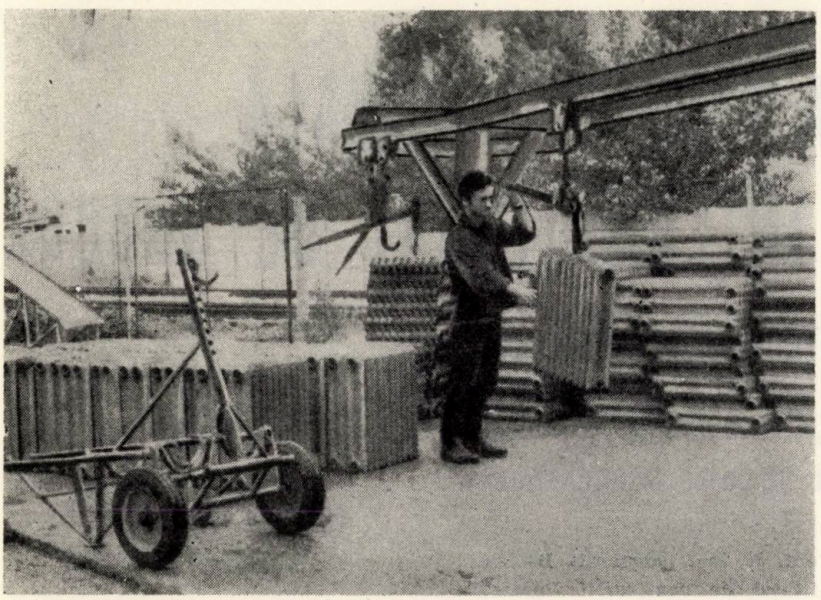


Fig. 8 — Linie pentru probarea radiatoarelor; transportul radiatoarelor din depozit spre stație

masa pentru radiatoare defecte *M.P*, unde elementele defecte sînt îndepărtate, iar garniturile care nu etanșează, înlocuite.

Corpurile care au rezistat trec la bancurile *4*, *5* și *6*, unde se asamblează, conform documentațiilor, pînă la 25 — 27 elemente. Radiatoarele al căror număr de elemente depășește acest număr se descompun în două corpuri mai mici, care se niplează între ele la șantier.

După asamblare, corpurile sînt probate la bancul *7* cu apă caldă, și apoi expediate.

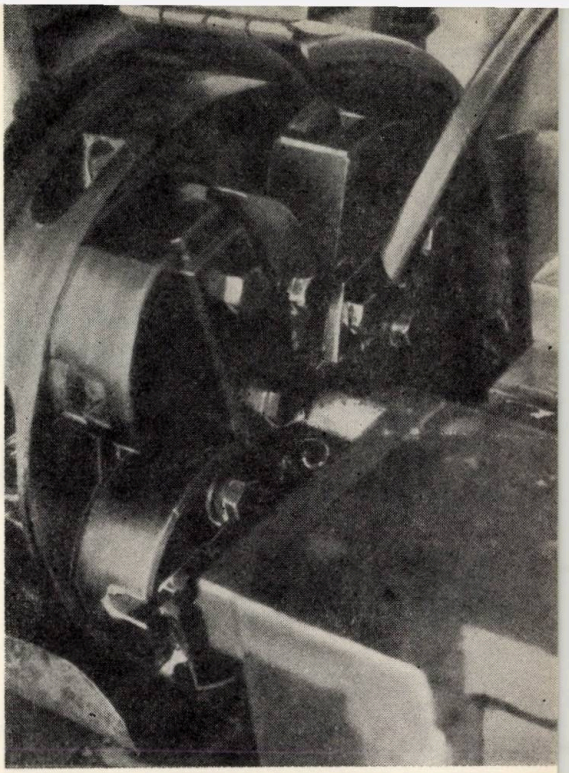
Linia pentru prefabricarea pieselor și a tubulaturii pentru ventilație este organizată ținînd seama de caracterul materialelor grele și voluminoase prelucrate, cu scopul reducerii sau chiar al eliminării transporturilor intermediare. Amplasarea utilajelor se consideră optimă cînd locul firesc de depozitare a materialului semifabricat, rezultat din prelucrarea precedentă, coincide cu locul necesar pentru depozitare în vederea prelucrării următoare. Nivelul depozitelor intermediare existente trebuie să fie stabilit egal cu cel al mașinilor pentru prelucrat, evitînd pe cît posibil manipulările pe verticală ale materialelor și subansamblurilor.

Tabla preluată din depozitul intermediar *10* este îndreptată la dispozitivul *11*. Trasarea în vederea tăierii se realizează la bancul *12*, iar debitarea se face la mașina *13*. În cazuri justificate, mașina *13* trebuie dublată de o mașină sau dispozitiv pentru debitare curbă.

După ce tabla a fost vălțuită (mașina *14*) sau îndoită (la bancul *18*) se execută falțul și îmbinarea sa la mașina *15*, după care la bancurile *16*, respectiv *17*, se execută montajul, respectiv asamblarea cu flanșe. Flanșele se produc din profile preluate de la depozitul de zi, *23*, tăiate la mașina *22*, sudate la convertizorul *21*, găurite la mașina pentru găurit *20* și depuse la depozitul intermediar *19*.

Un atelier complex pentru prefabricarea instalațiilor se poate dota, în funcție de considerente economice (cheltuieli de manipulare și transport), și cu o secție pentru izolarea anticorosivă a țevilor (fig. 1 și 2). În această secție, suprafața exterioară a țevilor este curățată cu un sistem de perii, apoi preîncălzită, după care i se aplică un grund exterior (eventual și

Fig. 9 — Mașină pentru tăiat țevi; detaliu.



interior). Izolarea propriu-zisă se face deasupra unei băi cu bitum topit, elementul de rezistență al izolației fiind hîrtia, banda de sticlă sau banda din PVC (promag). După răcire forțată cu aer, conductele se expediază la beneficiar. Toate manevrele se fac mecanizat sau pe planuri înclinate.

IV. Concluzii

Rezultatele obținute pînă în prezent demonstrează că industrializarea executării instalațiilor își găsește un larg domeniu de aplicare la clădirile de locuit, social-culturale și industriale.

Pe măsura perfecționării utilajelor de prelucrare, a proiectării inițiale a instalațiilor în vederea prefabricării, precum și a lărgirii volumului și numărului de sortimente executate, industrializarea instalațiilor va simplifica și reduce la minimum munca necesară pe șantier, transferînd o pondere importantă a manoperei atelierului complex pentru prefabricare.

În aceste condiții, în viitorul apropiat va fi necesară automatizarea liniilor tehnologice, reducîndu-se la minimum munca manuală, ceea ce va duce la micșorarea duratei de execuție a lucrărilor și la reducerea în continuare a prețului de cost al instalațiilor pentru construcții.

CRONICA

ADUNAREA GENERALĂ ANUALĂ A INSTITUTULUI INTERNAȚIONAL DE SUDURĂ

(STOCKHOLM, IUNIE 1971)

Lucrările comisiei XV „Concepția și execuția construcțiilor sudate și calculul asamblărilor"

Conf. dr. ing. Constantin Dalban
Institutul de construcții București

În perioada 6—12 iunie 1971 s-au desfășurat la Stockholm lucrările Adunării generale anuale a Institutului Internațional de Sudură (I. I. S.), din care fac parte ca membre 33 de țări, printre care și țara noastră.

O delegație română, compusă din patru persoane, a participat la lucrările unora din cele 17 comisii, pe diferite specialități. La lucrările Comisiei XV „Concepția și execuția construcțiilor sudate și calculul asamblărilor" a participat conf. dr. ing. Constantin Dalban, de la Institutul de construcții București, membru al acestei comisii.

1. Lucrările comisiei XV

În cadrul Comisiei XV activează patru subcomisii și trei grupuri de lucru.

În cadrul Subcomisiei XV. A „Calculul îmbinărilor sudate supuse la solicitări statice" au fost luate în examinare o serie de probleme dintre care, în cele ce urmează, vor fi prezentate cele mai importante.

Una din problemele cele mai controversate o constituie stabilirea unor formule de calcul, care să reflecte în mod cît mai apropiat de realitate comportarea îmbinărilor cu suduri în relief. Pînă în prezent, în acest domeniu au fost efectuate o serie de studii teoretice și experimentale, printre care și o lucrare a Catedrei de construcții metalice din București (Doc. XV—258—68). În general, s-au observat două tendințe. Una din ele se dezvoltă pe baza formulei propuse de ISO, cu unele modificări aduse de delegația olandeză; în această formulă, de tipul formulei energetice Huber-Misses-Henki, se folosesc componentele efortului unitar mediu în secțiunea de grosime minimă. Cea de-a doua tendință, mai conservatoare, urmărește să păstreze formula simplă în care verificările se bazează pe determinarea unui efort unitar convențional de forfecare în secțiunea de grosime minimă. Au fost purtate o serie de discuții în cadrul cărora delegatul român a făcut unele propuneri care urmează a fi în atenția celor ce studiază această problemă. În esență, propunerile, care urmează a face și obiectul unui document ulterior, se referă la următoarele aspecte ale problemei:

— Stabilirea mai exactă a influenței caracteristicilor mecanice ale metalului de bază și ale metalului depus asupra capacității portante a sudurilor în relief.

— Adoptarea, pentru cazul îmbinărilor supuse la forțe axiale, a unor formule simple, de tipul celor existente, îmbunătățite însă pe baza rezultatelor experimentărilor efectuate în ultimul timp.

—Folosirea, la verificarea prin calcul a anumitor tipuri de suduri, a proprietăților plastice ale metalului depus; aceste proprietăți au fost semnalate de lucrarea susmenționată (Doc. XV—258 — 68) și confirmate și de încercările efectuate în alte țări.

— Completarea datelor experimentale pentru unele cazuri insuficient studiate pînă în prezent.

Un anumit element pare totuși că a căpătat o clarificare definitivă: posibilitatea de a neglija efortul unitar de întindere sau de compresiune, paralel cu cordonul în relief. Rezultatele unor experiementări efectuate anterior în Olanda pe elemente sudate solicitate biaxial au fost completate cu cele ale unor încercări din R. F. G.; aceste elemente, supuse la încovoiere, avînd formă de T sau TT, avînd platbande laterale sudate în diferite poziții în raport cu axa neutră a piesei, permit ca sudurile să fie supuse la diferite solicitări. Încercările au arătat că sudurile se încearcă urmărind deformațiile longitudinale ale fibrelor adiacente din metalul de bază, dar că proprietățile lor mecanice și mai ales rezerva lor plastică le conferă o rezistență care, pentru dimensiunile curente, face ca eforturile unitare normale în lungul sudurilor să nu fie periculoase.

Sînt de asemenea de menționat unele probleme care au avut la bază cercetări efectuate în diferite țări. Printre acestea se situează comportarea legăturilor sudate dintre barele structurilor în cadre cu noduri rigide, în diferite soluționări. Lucrări în acest domeniu au fost prezentate de delegați din Olanda și Japonia.

O altă problemă, care în prezent face obiectul unor cercetări efectuate în mai multe țări, o constituie sudarea și comportarea îmbinărilor sudate ale aliajelor de aluminiu. Acestea formează obiectul unor preocupări comune ale Subscomisiei XV. D „Aluminiu" și ale Subcomisiei XV. A. Încercări sistematice pe diferite aliaje și cu folosirea metodelor moderne de sudare se execută în prezent în unele țări (R. F. a Germaniei, Italia, Olanda și Polonia). O serie de rezultate au fost deja obținute, fiind în curs de prelucrare și analiză, în vederea elaborării unui material preliminar. Concomitent au fost elaborate în Franța o serie de lucrări concretizate prin recomandări pentru calculul îmbinărilor sudate, în condițiile din această țară, dar care pot fi, cu unele completări, adoptate și la condițiile altor țări. Seriile de piese încercate, supuse la eforturi de întindere, au fost prevăzute cu suduri în adîncime sau cu cordoane în relief. În general, autorii încercărilor au urmărit ca pentru sudurile în relief să stabilească relații

de calcul de tipul formulei ISO, corectată cu coeficienţi de echivalenţă adecvaţi.

În cadrul Subcomisiei XV. C ,,Concepţia construcţiilor sudate'', continuă lucrările programate la Adunarea generală de la Lausanne din 1970. Este în curs de desfăşurare o anchetă privind prevederile normelor din diferite ţări cu privire la factorii care determină ruperea fragilă a oţelurilor şi la indicaţiile existente privind criteriile de alegere a claselor de calitate cerute pentru metalul din diferite elemente de construcţie.

A fost elaborat într-o primă redactare un material referitor la analiza fenomenelor de rupere a tolelor de oţel supuse la eforturi de întindere perpendiculare pe grosimea lor.

O lucrare, care pare a fi de o deosebită utilitate, se referă la elaborarea unui ghid cu caracter general, internaţional, privind concepţia construcţiilor sudate. Acest ghid, bazat pe experienţa actuală dobîndită în acest domeniu, urmează să pună la dispoziţia ţărilor membre ale IIS o serie de elemente şi indicaţii privitoare la o corectă realizare a structurilor metalice sudate. De altfel, această lucrare a fost programată de mai multă vreme, dar finalizarea ei a întîrziat datorită complexităţii problemelor tratate. În cadrul lucrărilor comisiei s-a decis ca acest ghid să primească, într-un timp relativ scurt, o redactare preliminară care să fie supusă unei anchete internaţionale.

Subcomisia XV. E ,,Calculul îmbinărilor sudate la elemente tubulare'' a prezentat o lucrare elaborată în Anglia, privind comportarea îmbinărilor sudate ale elementelor tubulare cu secţiune dreptunghiulară. A fost realizat un util schimb de experienţă, delegatul român făcînd o succintă prezentare a unor încercări similare efectuate la Catedra de construcţii metalice din Bucureşti. Rezultatele celor două serii de încercări au permis să se tragă concluzii interesante privind proiectarea economică a acestor detalii constructive.

În cadrul Grupului de lucru mixt format de delegaţi ai Comisiilor XV şi XIII (Încercări de oboseală) a fost prezentată o lucrare a delegaţiei U.R.S.S referitoare la stabilirea unor criterii mai apropiate de realitate privind determinarea pe bază statistică a rezistenţelor admisibile la oboseală pentru îmbinări sudate.

2. **Alte manifestări desfăşurate în cadrul Adunării generale anuale IIS**

Conferinţa Portevin 1971 întitulată ,,Aspecte creatoare în concepţia şi calculul construcţiilor sudate'' a prezentat o serie de realizări recente în acest domeniu.

Sedinţa publică s-a desfăşurat cu participarea specialiştilor din diferite ramuri ale sudurii şi construcţiilor sudate şi a avut ca obiect general de dezbatere ,,Sudura în construcţiile navale''.

Un colocviu organizat de Comisia IX a avut ca temă ,,Sudura şi sudabilitatea oţelurilor călite şi revenite''. Au fost examinate principalele probleme legate de ridicarea caracteristicilor mecanice ale oţelurilor pentru diferite tipuri de construcţii metalice sudate, folosind tratamente termice adecvate. Referatele prezentate şi discuţiile purtate au pus în evidenţă faptul că o experienţă mai bogată şi realizări deosebite există în prezent în S.U.A. şi Japonia. În alte ţări se manifestă încă o anumită rezervă în folosirea pe scară largă a acestor oţeluri.

3. **Aprecieri asupra modului de lucru în cadrul IIS**

Institutul Internaţional de Sudură dispune de o organizare deosebit de eficientă, care asigură o activitate continuă a membrilor săi, permiţînd în acelaşi timp schimbul de informaţii tehnice în perioada dintre două adunări generale. Lucrările elaborate în această perioadă sînt difuzate tuturor membrilor celor 17 comisii de specialitate, analizate şi supuse apoi aprobării în cadrul adunărilor generale, devenind documente ale IIS şi primind recomandarea pentru publicare. Pentru analiza acestor lucrări, comisiile şi subcomisiile ţin unele şedinţe de lucru în timpul anului.

Discuţiile care au loc în cadrul şedinţelor de lucru anuale sau la adunările generale devin deosebit de utile, datorită faptului că ele se desfăşoară pe baza unor materiale difuzate din timp pentru a fi cunoscute de participanţi.

În cadrul adunărilor generale sînt organizate expoziţii de aparataje moderne de sudare, standuri de publicaţii de specialitate din ţările participante. Sînt organizate prezentări de filme tehnice aduse de delegaţii diferitelor ţări şi se vizitează uzine, şantiere şi laboratoare de specialitate din institute de cercetări sau de învăţămînt superior.

RECENZII

СПРАВОЧНИК ПО ТЕОРИИ УПРУГОСТИ

(для инженеров-строителей)

Manual de teoria elasticităţii (pentru inginerii constructori)

Sub redacţia dr. şt. tehn. P. M. Varvak şi cand. şt. tehn. A. F. Riabov
Kiev, Ed. Budivelnik, 1971,
419 pagini.

În formaţia inginerului constructor, teoria elasticităţii şi, într-o accepţiune mai largă a termenului, teoria corpului solid deformabil constituie un capitol mai delicat de abordat, datorită cunoştinţelor de matematici superioare necesare. Tratarea analitică variază de la caz la caz, întrebuinţînd cele mai variate metode matematice, iar acolo unde soluţii analitice nu sînt cunoscute, sînt date metode variaţionale, numerice etc.

Manualul are la bază ideea de a sintetiza stadiul cunoştinţelor actuale în problemele teoriei elasticităţii, în sensul larg amintit.

Cartea este împărţită în trei părţi, dintre care primele două conţin 18 capitole, iar partea a treia 16 tabele.

Redăm mai jos titlurile celor 18 capitole, împreună cu numele elaboratorilor.

Cap. 1 Ecuaţiile generale ale teoriei elasticităţii (cand. şt. tehn. A. F. Riabov).

Cap. 2 Metode de rezolvare a problemelor teoriei elasticităţii (cand. şt. tehn. A. F. Riabov şi dr. şt. tehn. P. M. Varvak).

Cap. 3 Problema plană. Calculul grinzilor-pereţi (dr. şt. tehn. P. M. Varvak).

Cap. 4 Torsiunea barelor (cand. şt. tehn. A. F. Riabov).

Cap. 5 Probleme axial-simetrice în teoria elasticităţii (cand. şt. tehn. A. F. Riabov).

Cap. 6 Incovoierea plăcilor (cand. şt. tehn. A. F. Riabov).

Cap. 7 Plăci subţiri cu dublă curbură pleoştite (cand. şt. tehn. V. D. Sevcenko).

Cap. 8 Solicitarea axial-simetrică a plăcilor subţiri de rotaţie (cand. şt. tehn. A. F. Riabov).

Cap. 9 Stabilitatea elastică a plăcilor plane şi plăcilor curbe subţiri (cand. şt. tehn. A. F. Riabov).

Cap. 10 Vibraţiile proprii ale plăcilor plane (cand. şt. tehn. V. G. Piskunov).

Cap. 11 Vibraţiile proprii ale plăcilor curbe subţiri (cand. şt. tehn. V. G. Piskunov).

Cap. 12 Principiile variaţionale ale teoriei elasticităţii (dr. şt. tehn. N. P. Abovskii).

Cap. 13 Metoda combinată diferenţială şi cu diferenţe (cand. şt. tehn. Iu. P. Petrov).

Cap. 14 Metoda elementelor finite (cand. şt. tehn. A. M. Maslennikov).

Cap. 15 Problemele spaţiale ale teoriei elasticităţii (cand. şt. tehn. B. M. Lisitin).

Cap. 16 Teoria plăcilor plane şi plăcilor curbe subţiri în mai multe straturi (cand. şt. tehn. A. F. Riabov).

Cap. 17 Calculul plăcilor de beton armat rezemate pe contur, prin metoda la rupere (cand. şt. tehn. A. M. Dubinskii).

Cap. 18 Calculul plăcilor curbe subţiri de beton armat prin metoda la rupere (cand. şt. tehn. A. S. Dehtiar).

Tabelele sînt alcătuite de dr. tehn. P. M. Varvak.

Fiecare capitol este însoţit de bibliografie, aproape exclusiv în limba rusă.

Lucrarea este ilustrată cu numeroase exemple numerice, diagrame şi tabele care îi conferă un caracter de aplicabilitate directă.

Recomandăm consultarea acestui manual studenţilor facultăţilor de construcţii şi inginerilor din cercetare şi proiectare în domeniul construcţiilor.

Conf. dr. docent **Mircea V. Soare**

Herbert Rätzer
RICHTLINIEN FÜR DEN MATERIALBEDARF IM BAUWESEN

Prescripţii pentru consumuri de materiale în construcţii

Ediţia a X-a
Berlin, VEB Verlag für Bauwesen, 1971
304 pagini

Lucrarea ing. H. Rätzer este a 10-a ediţie a unui manual care este destinat inginerilor din proiectare şi execuţie, cărora le pune la dispoziţie datele cele mai curent necesare în legătură cu consumurile de materiale în construcţii în conformitate cu standardele, normativele, diverse alte prescripţii şi, în general, experienţa acumulată în construcţii în R. D. Germană. Utilitatea deosebită a lucrării a determinat reeditarea ei repetată, aproape anuală începînd din 1959. Cartea, cuprinzînd practic numai diverse tabele, este organizată pe patru capitole, şi anume :

1. *Generalităţi*, cuprinzînd date asupra pierderilor şi perisabilităţii normate pentru materiale şi elemente prefabricate de beton şi indici de compoziţie pentru mortare şi betoane de diferite mărci şi destinaţii în diferite condiţii de exploatare (obişnuite, mediu umed, mediu agresiv etc.).

2. *Consumuri de materiale*, în care sînt date consumurile de materiale pentru diferite tipuri de lucrări (zidărie, tencuieli, finisaje şi pardoseli, izolaţii, planşee de beton armat, dulgherie, învelitori etc.) pentru soluţiile folosite frecvent în R. D. Germană.

3. *Maşini de construcţii şi schele*, cuprinzînd datele principale asupra diferitelor tipuri de maşini folosite (capacităţi de producţie, felul acţionării, greutatea etc.), consumurile de materiale necesare funcţionării lor, date privind diferite sisteme de schelărie.

4. *Transportul materialelor*, în care se dau, pe de o parte, indicaţiile necesare privind capacităţile (volumul, masa, dimensiunile etc.) mijiacelor de transport folosite în R. D. G., iar pe de altă parte, se dau indicaţiile necesare privind diferite caracteristici ale materialelor de construcţii (masă specifică, masă pe unitatea de lungime sau suprafaţă, dimensiuni etc.).

La sfîrşitul lucrării, un indice alfabetic uşurează mult găsirea operativă a poziţiilor căutate.

Cartea ing. H. Rätzer, după felul cum este concepută, reprezintă un manual foarte comod şi complet. Cu toate că, prin specificul ei, este adresată cu deosebire constructorilor din R. D. Germană, prin numeroase date interesante, prin însăşi concepţia ei, este fără îndoială util să fie consultată şi de specialiştii din ţara noastră.

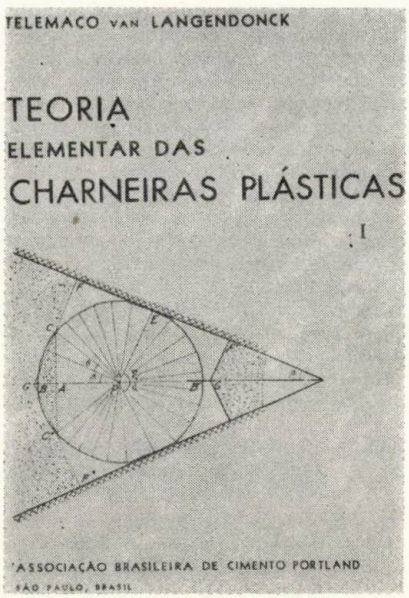
Prof. dr. ing. **Dan F. Dumitrescu**

Telemaco van Langendonck

TEORIA ELEMENTAR DAS CHARNEIRAS PLÁSTICAS. I.

Teoria elementară a liniilor de articulaţii plastice. I.

Sao Paulo (Brasil), Associaçao Brasileira de Cimento Portland, 1970, 414 pagini, 280 figuri



Profesorul Telemaco van Langendonck este binecunoscut prin numeroasele sale publicaţii în variate domenii ale mecanicii construcţiilor (cum ar fi rezistenţa materialelor, calculul plăcilor curbe subţiri, calculul reţelelor oblice de grinzi etc.).

Într-o lucrare de proporţii mai ample, din care a apărut pînă în prezent doar primul volum — pe care îl prezentăm cititorilor —, autorul îşi propune să dea o expunere sistematică a teoriei liniilor de rupere, destinată nu numai studenţilor, dar şi inginerilor din proiectare sau cercetare.

Scopul mărturisit al autorului a făcut ca în volum să nu fie cuprinse toate aspectele şi punctele de vedere existente în teoria liniilor de rupere (de exemplu considerarea efectului de membrană, propagarea fisurilor etc.), ci doar teoria elementară.

În prefaţă se ia poziţie faţă de susţinătorii şi adversarii metodei de calcul la rupere, arătîndu-se că *„nu se poate adera exclusiv la metoda elastică, ci trebuie să se ia în considerare şi metoda la rupere, astfel încît să se aleagă şi să se aplice metoda cea mai adecvată în fiecare caz. Nici unul din cele două sisteme nu poate fi neglijat; amîndouă trebuie să fie considerate pentru calităţile lor...”*

Volumul este împărţit în două părţi şi 10 capitole.

Partea întîi, intitulată *Noţiuni fundamentale*, cuprinde trei capitole : 1° Introducere şi postulate, 2° Izotropie şi anizotropie, 3° Elemente de calcul practic.

Partea a doua, intitulată *Forţa concentrată*, cuprinde următoarele 7 capitole :

4° Generalităţi (notaţii),

5° Plăci cu contur convex rezemate pe tot conturul,

6° Plăci rezemate pe tot conturul, cu întrînduri şi părţi concave,

7° Plăci ce ies în consolă pe toată lungimea conturului,

8° Plăci avînd laturi libere (cu rezemare pe contur întreruptă),

9° Plăci în consolă şi plăci cu goluri,

10° Plăci ortotrope şi plăci cu armătura întreruptă.

Partea a doua, destinată examinării detaliate a plăcilor încărcate cu o forţă concentrată şi însumînd 371 pagini, adică 90% din volum, poate părea exagerată, însă autorul asigură în prefaţa sa că toate aceste date vor fi utilizate extensiv în capitolele următoare.

Cazurile tratate, aşa cum reiese şi din titlurile capitolelor, reprezintă o mare diversitate de probleme ce se pot ivi în practică, iar autorul lor le-a rezolvat minuţios, însoţindu-le de numeroase diagrame şi tabele.

Considerăm că atît autorul, cît şi editorul (Asociaţia braziliană de beton armat) au avut o iniţiativă utilă şi au realizat o lucrare de prestigiu în domeniul atît de actual al calculului prin metoda la rupere.

Conf. dr. doc. **Mircea V. Soare**

F. Thamm, Gy. Ludvig, I. Huszár, I. Szántó
DEHNUNGSMESSVERFAHREN

Metode de măsurare a deformaţiilor

Budapest, Akadémiai Kiadó, 1971
x + 328 pag., 212 fig.

Lucrarea specialiştilor maghiari, editată în limba germană de editura Academiei R. P. Ungare în cooperare cu cunoscuta editură vest-germană Wilhelm

Ernst u. Sohn, este cea mai recentă apariţie în domeniul încercării construcţiilor, fiind destinată, după cum îi arată şi titlul, problemelor de măsurare a deformaţiilor.

După cum arată autorii în prefaţă şi după cum se reflectă şi în conţinut, aplicaţiile avute în vedere sînt în domeniul maşinilor (organelor de maşini) şi al construcţiilor.

Lucrarea cuprinde numeroase figuri şi tabele. Bibliografia, amplă şi ordonată pe capitole, are şi avantajul că include, pe lîngă lucrările clasice, şi lucrări din cele mai recente.

Materialul conţinut este organizat în 11 capitole, şi anume :

Cap. I, *Ecuaţiile de bază ale rezistenţei materialelor*, cuprinzînd într-o formă concretă o expunere a bazelor rezistenţei materialelor şi ale teoriei elasticităţii, atît pentru problema plană, cît şi pentru starea de eforturi şi deformaţie spaţială.

Cap. II, *Măsurarea deformaţiilor*, în care se face o introducere în obiectul cărţii tratîndu-se unele din problemele generale (noţiuni de bază, probleme de etalonare, executarea şi prelucrarea măsurătorilor ş. a), dîndu-se unele exemple ilustrative ale modului de stabilire a stării de deformaţii şi eforturi.

Capitolele III—X prezintă fiecare, pe categorii, diferite tipuri de aparate folosite pentru măsurarea deformaţiilor, după cum urmează :

Cap. III. *Aparate neelectrice* de măsură a deformaţiilor. Sînt prezentate aici într-o expunere succintă (circa 15 pag.), practic toate aparatele folosite astăzi. Se menţionează aparate cu pîrghii (de exemplu de tip Huggenberger), aparate de tipul deformetrelor (cu citire pe microcomparatoare, aparate cu citire sau alte sisteme optice, cu spot luminos, pneumatice ş.a.).

O dată cu descrierea construcţiei şi a modului de funcţionare, sînt indicate şi elementele privind sistemul de prindere corect, care are mare importanţă, mai ales la aceste tipuri de aparate.

Cap. IV, *Cercetarea stării de efort cu lacuri casante.*

Sînt prezentate modalităţile de stabilire calitativă şi parţial cantitativă a stării de eforturi de pe suprafaţa unor piese (în special organe de maşini), dîndu-se şi unele indicaţii privind materialele potrivite pentru aceste lacuri şi metodologia recomandată.

Cap. V, *Traductoare electrice rezistive*, reprezintă capitolul cel mai extins (aproape 100 pagini) ţinînd justificat seama de faptul că diferitele tipuri de astfel de traductoare sînt şi astăzi cele mai folosite

După prezentarea unor elemente de principiu, sînt date principalele tipuri de traductoare folosite în prezent (inclusiv cele mai recente, ca de exemplu, cele pe bază de materiale semiconductoare). Un loc important este acordat expunerii comportării acestor conductoare în diverse regiuni şi diapazoane de funcţionare, factorilor care influenţează precizia măsurătorii, sensibilitatea la temperaturi, posibilităţile de izolare etc.

De asemenea, sînt date principalele indicaţii metodologice privind alegerea tipurilor celor mai potrivite, alegerea şi pregătirea locului de aplicare etc.

Cap. VI, *Traductoare inductive.* Pe scurt sînt expuse principiul de lucru, tipurile existente şi probleme ale tehnicii de măsurare.

Cap. VII, *Dispozitive de măsurare şi aparate de înregistrare electrice.*

Sînt prezentate aparatele pentru măsurare la solicitări statice, cu indicarea sistemelor folosite pentru comutare în cazul obişnuit cînd se urmăresc simultan deformaţiile în multe puncte, iar în continuare este rezervat un spaţiu relativ amplu pentru aparatura şi procedeele de lucru pentru citirea şi înregistrarea deformaţiilor la solicitări dinamice (oscilografe catodice şi cu bucle, înregistratoare directe pe bandă magnetică etc.). Sînt incluse şi indicaţii privind prelucrarea statistică a datelor.

Cap. VIII, *Aparate cu coardă vibrantă*, prezintă pe scurt aparatura, domeniul de utilizare şi metodologia de lucru folosită.

Cap. IX, *Măsurarea deformaţiilor cu metoda Moiré* şi

Cap. X, *Măsurarea deformaţiilor cu raze Roentgen* prezintă aceste metode cu caracter special, cu aplicare mai restrînsă (de exemplu metoda folosind raze Roentgen este aplicată în special pentru deducerea eforturilor remanente locale, rezultate ca urmare a unor încălziri, eventual suduri etc.).

Cap. XI, *Valorificarea şi folosirea datelor obţinute prin măsurători ; legile modelării*, oferă cititorilor o serie de indicaţii, informaţii suplimentare, de reală utilitate în efectuarea încercărilor.

Ultimele pagini sînt rezervate unui glosar binevenit. În ansamblu, lucrarea colegilor din ţara vecină şi prietenă, făcută şi mai accesibilă printr-o bună traducere în limba germană, prin nivelul ridicat, prin stilul succint şi clar, prin informarea foarte la zi, prezintă un incontestabil interes pentru cititorii de specialitate şi apariţia ei se cuvine a fi salutată cu satisfacţie.

Prof. dr. ing. **Dan F. Dumitrescu**

SCHALEN IN BETON UND KUNSTSTOFF

Entwurf · Bemessung · Ausführung

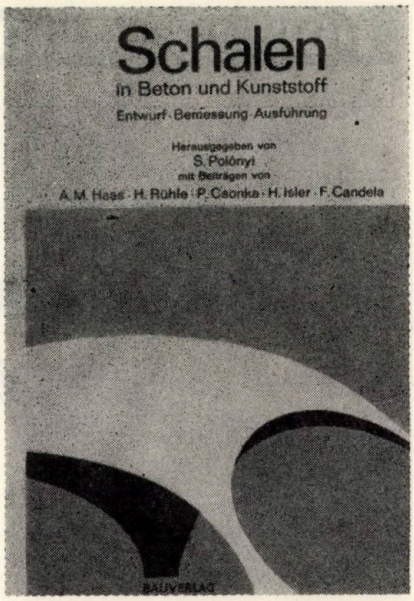
PLĂCI CURBE SUBŢIRI

Proiectare · Dimensionare · Execuţie

Sub redacţia lui S. Polónyi, cu contribuţii de A. M. Haas, H. Rühle, P. Csonka, H. Isler, F. Candela

Wiesbaden-Berlin, Bauverlag GmbH 1970, 155 pagini

Volumul de faţă conţine comunicările prezentate la simpozionul „Structuri din plăci curbe subţiri pentru acoperirea spaţiilor", ţinut între 6—8 februarie 1968, la Universitatea tehnică din Berlinul occidental.



Comunicările au fost în număr de şase şi anume :

1. *Noi cercetări în domeniul plăcilor curbe subţiri, pentru arhitecţi şi ingineri*, de prof. dr. ing. A. M. Haas (Delft, Olanda) ;
2. *Plăci curbe subţiri prefabricate pentru construcţii industriale*, de dr. ing. H. Rühle (Dresda, R. D. Germană).
3. *Cupole pe contur poligonal*, de prof. dr. P. Csonka (Budapesta, R. P. Ungară) ;
4. *Plăci curbe subţiri pentru construcţii reprezentative şi industriale*, de ing. H. Isler (Burgdorf, Elveţia) ;
5. *Elemente portante din mase plastice*, de ing. H. Isler (Burgdorf, Elveţia) ;
6. *Construcţii din plăci curbe subţiri în Mexic*, de prof. F. Candela (Mexico City, Mexic).

Aşa cum reiese suficient de clar şi din titluri, fiecare comunicare acoperă cîte un capitol distinct din domeniul atît de vast al plăcilor curbe subţiri, şi anume : cercetare, tipizare, teorie, proiectare, materiale noi, realizări.

În privinţa conţinutului acestor comunicări, le putem caracteriza ca fiind în principal lucrări de sinteză sau rezumative ale unor lucrări mai ample ale autorilor respectivi.

Foarte interesante sînt discuţiile de la finele volumului, privind izolaţiile, fisurarea, cofrarea, betonarea, pierderea stabilităţii.

Cartea, editată în condiţii grafice ireproşabile, reuşeşte să alcătuiască, în numai 155 pagini, o selecţie a principalelor probleme actuale ale plăcilor curbe subţiri.

Conf. dr. docent **Mircea V. Soare**

O sală a sporturilor cu acoperișul în boltă din pînze pretensionate

La Saint Ouen, pe malul Senei, s-a inaugurat anul trecut un vast ansamblu sportiv, dominat de sala sporturilor, cu o suprafață de 5 000 m², care va adăposti un teren acoperit pentru volei, tenis, baschet etc., o sală de spectacole cu 6 000 de locuri, o scenă de teatru.

Din păcate arhitectura aeriană a sălii principale este în discordanță cu anexele clasice și bondoace. Elanul liniilor înalte și flexibile este în parte frînt.

Tehnica pînzei pretensionate își are originea în pavilioane de expoziții internaționale efemere și experimentări de anvergură medie (piață acoperită la Malakoff, piscină acoperită la Milano).

Principiul acestor structuri pe cabluri este simplu și amintește principiul ridicării unui cort, în care se împletesc elemente rigide (catargele care transmit solului sarcinile verticale) și un ansamblu de elemente fără rigiditate, care-și datoresc rezistența faptului că sînt toate puse în tensiune (pînză și cabluri).

La Saint Ouen elementele rigide sînt două arce hiperbolice de beton. Restul este rigidizat prin tensionări : acoperișul și — parțial — chiar și fațadele.

Ansamblul structurii este un paraboloid hiperbolic în formă de șa.

Dacă această boltă modernă este mult mai ușoară decît bolta gotică de odinioară, în schimb ea este deosebit de sensibilă la vînt. Ea utilizează și particularitățile proprii suprafețelor compuse : pînza sa este întinsă, urmărind o suprafață cu două curburi inverse, cu scopul de a rezista în toate sensurile.

Prin definiție, această suprafață nu poate fi în nici un fel comprimată : ea trebuie să fie supusă la o pretensionare pentru a rămîne rigidă sub eforturile de compresiune pe care le va avea de suportat.

Acest lucru se va realiza, prevăzînd două familii de cabluri de curburi opuse. Se ajunge astfel la paraboloidul hiperbolic.

Arcele care suportă ansamblul sînt grele, pentru a se opune mișcării ascensionale datorate acoperișului, iar cele două fațade sînt suspendate și ancorate în fundații pentru a putea transmite eforturile de tracțiune.

Arcele de beton ale edificiului au o deschidere de 100 m. La München, pentru Jocurile olimpice din 1972, dimensiunile vor fi mai mari, deoarece limitele acestei arhitectonici sînt departe de a fi fost explorate.

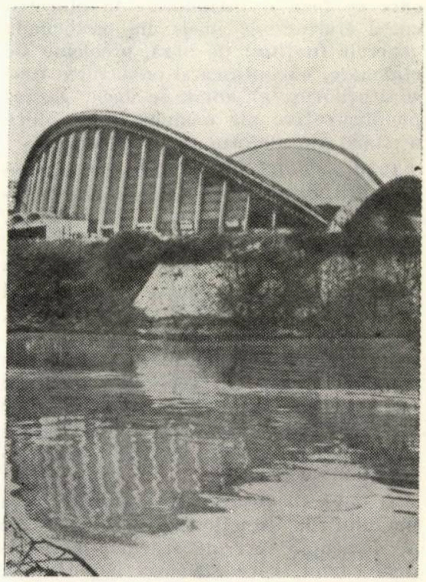


Fig. 1

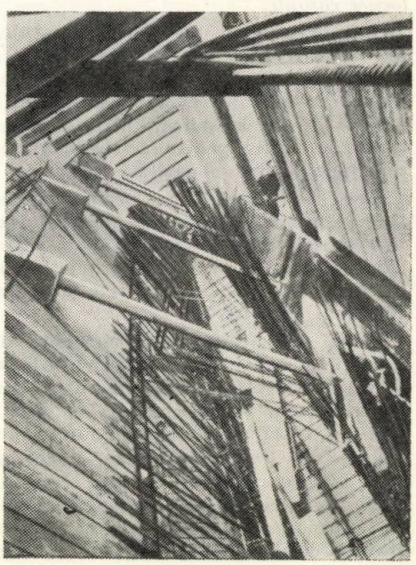


Fig. 2

Fig. 1. Noua sală a sporturilor, ca o arcă așezată la prova insulei Vannes, care taie Sena în două

Fig. 2. Vedere interioară a cofrajului arcelor; de remarcat în centru locul prevăzut pentru conducta de încălzire

Fig. 3. Arc decofrat ieșind din culeea goală în interior

Fig. 4. Fațada : de notat forma, dispunerea chesoanelor sudate etanșe și barajul transparent

Fig. 5. și 6. Între două arce înclinate, ca o carte pe jumătate deschisă, o boltă din cabluri de oțel sub tensionări contrare. Această arhitectonică a echilibrului pare o navă cu forme aeriene de o mare frumusețe

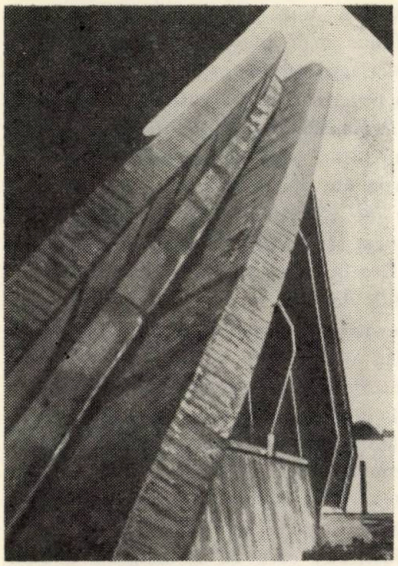


Fig. 3

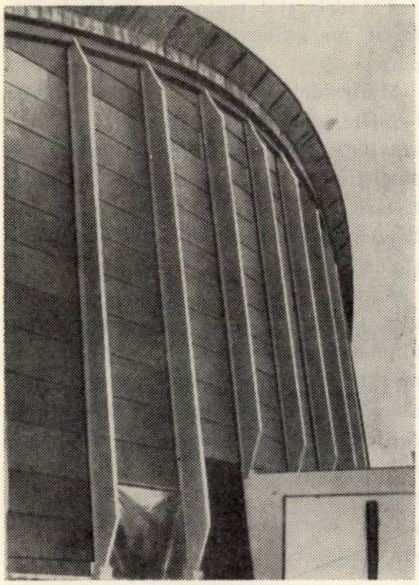


Fig. 4

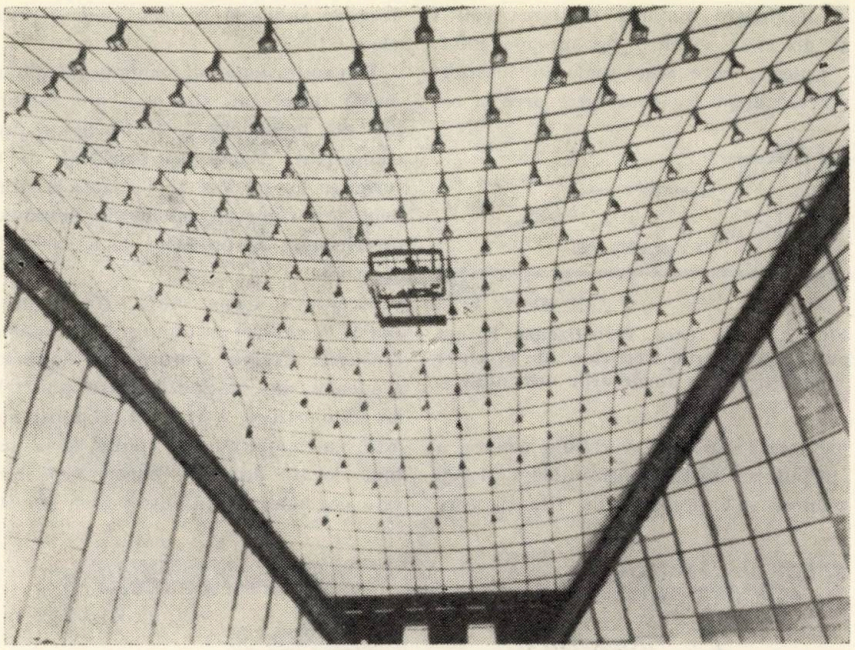


Fig. 5

Fundaţiile, destul de dificile în acest teren de umplutură şi aluviuni, sînt la adîncime de 20 m, pe un pat sănătos de pietriş, În realizarea lor s-a ţinut seama de creşterea apelor Senei.

O problemă importantă a constituit-o evaluarea încărcării date de vînt asupra construcţiei, întrucît locul este foarte expus.

O machetă a construcţiei la scara 1/200 a fost realizată pentru a fi studiată într-un tunel aerodinamic în R.D.G. Miile de măsurători efectuate au permis să se alcătuiască o hartă izobară a suprafeţelor. S-a putut astfel stabili un caiet de sarcini foarte precis.

Acoperişul este constituit, după cum s-a menţionat mai sus, dintr-o suprafaţă în formă de paraboloid hiperbolic de 3 000 m², a cărei structură este realizată de o reţea de cabluri pretensionate între două arce de beton armat, al căror traseu este determinat de intersectarea suprafeţei acoperişului cu două planuri înclinate la 35°30′ faţă de verticală.

Nervura mediană a arcelor este deci o hiperbolă înscrisă într-un plan oblic.

Montanţii faţadei sînt generatoarele unei suprafeţe cilindrice înclinate a cărei directoare este arcul superior.

Calculul acestor arce, al solicitărilor la care sînt supuse, interacţiunea cablurilor cu arcele şi montanţii metalici ai faţadei au constituit partea cea mai importantă a lucrului.

Studierea sistemului de încălzire demonstrase utilitatea unui canal de ventilaţie în partea superioară. Arcul a fost conceput deci ca un canal de beton armat.

Cele două arce identice au o deschidere liberă de 100 m. La vîrf sînt distanţate la 44 m, iar la picior, la 10 m. Secţiunea lor este de 2,458 m². Cele mai mari momente sînt de −700 tm în cheie şi de +750 tm la extradosuri, iar solicitarea normală maximă circa 900 t.

Studiul minuţios al eforturilor la fiecare 5 m a permis să se limiteze armarea. Astfel, fiecare arc (de 125 m) nu a necesitat decît 37,5 t de armătură.

Arcele reazemă pe culee prin intermediul unor articulaţii. Ele transmit culeei

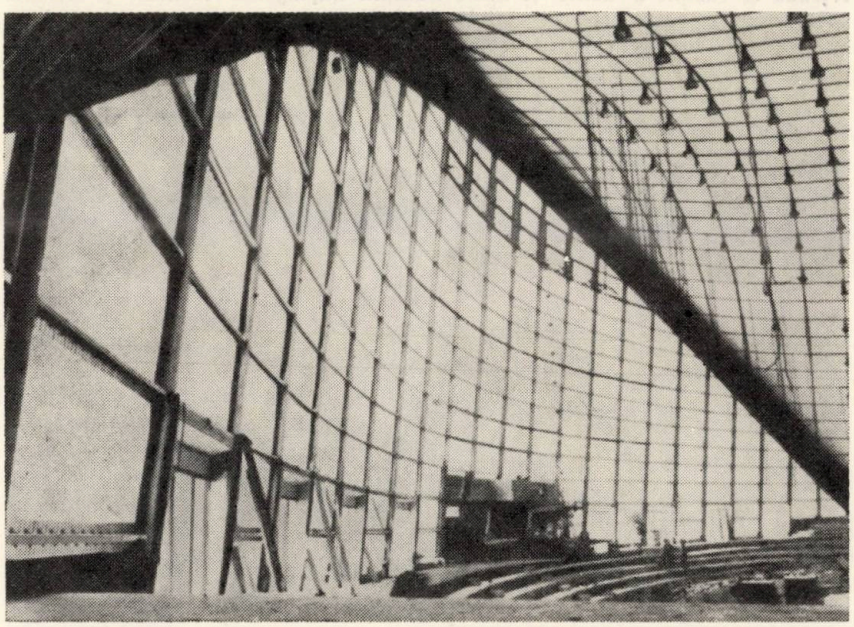


Fig. 6

o împingere maximă de circa 650 t şi un efort vertical de aproape 500 t.

Culeele, care sînt goale în interior, servesc drept legătură între arce şi re-

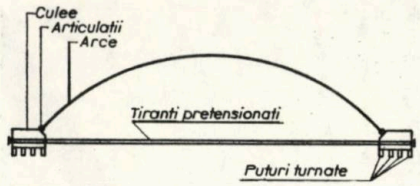


Fig. 7. Culee care repartizează la opt puţuri încărcările verticale ale arcelor; tiranţii preiau încărcările orizontale

partizează sarcinile verticale asupra a opt puţuri. Eforturile orizontale, de 1 300 t/culee, sînt preluate de tiranţii care trec pe sub sală şi leagă culeele între ele.

Din cauza lungimii lor de peste 100 m, aceşti tiranţi nu sînt nici din cabluri, nici din beton clasic, ci din beton precomprimat. Abia după şase luni de la turnarea lor au fost solidarizaţi la culee pentru a evita ca contracţia betonului pretensionat să provoace o deplasare a acestora.

Structura acoperişului este compusă din 37 de cabluri portante şi 21 de cabluri tensoare. Traseul corespunde curbelor geodezice ale suprafeţei între punctele lor de ancorare. Astfel, cu cît tensiunea este mai mare, cu atît cablul îşi ia mai bine locul, deoarece curba geodezică este cea mai scurtă între două puncte fixe ale unei suprafeţe. Acest traseu elimină logic piesele de legătură la încrucişarea cablurilor, obţinîndu-se astfel un progres faţă de realizările anterioare.

Pretensionarea aplicată la aceste cabluri, care sînt constituite din cîte un toron din oţel galvanizat, este în medie de 11 t/buc. Această pretensionare a uşurat arcul de propria lui greutate.

Învelitoarea de tip sandviş este din tablă de oţel galvanizată şi nervurată, prevăzută cu un strat de izolare termică de 30 mm grosime, rezistent la foc. Pentru etanşeitate s-a prevăzut o peliculă care se aplică prin pulverizare.

Montanţii metalici ai faţadelor sînt elemente indispensabile pentru stabilitatea construcţiei. Ei sînt articulaţi la ambele capete şi legaţi prin nervuri orizontale, ceea ce le asigură o bună rezistenţă la flambaj.

Faţadele sînt realizate din foi de material metacrilic neinflamabil şi transparent.

Multe detalii privind cofrajele, eşafodajele, anexele, încălzirea, iluminatul, ventilaţia etc., a căror simplă enumerare ar fi lungă, au toate un punct comun: fiecare a primit o soluţie nouă pentru a fi adaptată la această construcţie aparţinînd viitorului.

Această arhitectură nu poate fi aplicată la orice clădire, dar ea reprezintă o nouă modalitate de a construi, a cărei arie de utilizare se va lărgi mereu. Perioada de probă este încheiată. Realizările de acest gen se pot multiplica. Alături de blocuri-turn care par să tindă spre un aer mai pur, vor apărea aceste scuturi orizontale de proporţii din ce în ce mai mari.

După **Bâtir**, *aprilie 1971*

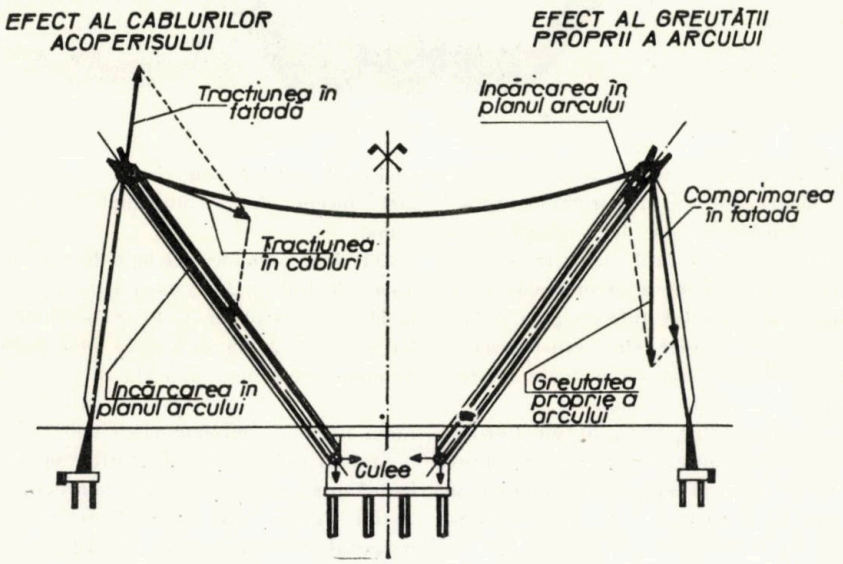


Fig. 8. Schiţa explică principiul de stabilitate al acestei nave ale cărei arce constituie cele două piese principale. Ele servesc drept punct de sprijin pentru reţeaua de cabluri a boltei şi astfel transmit împingerile verticale şi orizontale la fundaţii.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁRES DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Recomandări pentru autori

Inginerii constructori din cercetare, învăţămînt, proiectare şi execuţie, care trimit articole spre publicare, sînt rugaţi insistent să ţină seamă de următoarele :

TEXTUL	• nici un articol care reproduce lucrări sau părţi esenţiale ale unor lucrări ale autorului apărute anterior în ţară nu va fi publicat în revistă ; • articolul va fi trimis în **două** exemplare dactilografiate la două rînduri (*nu se primesc materiale scrise pe foiţă*) ; • articolul nu va depăşi **10—12** pagini ;
ILUSTRAŢIA	• figurile care ilustrează articolul vor fi desenate pe calc, pe format de 18—24 cm maximum ; • fotografiile care însoţesc, eventual, articolul vor fi pe hîrtie lucioasă (format 9×12 minimum) şi vor avea definiţie bună şi contrast cît mai puternic ; în cazul în care felul cum trebuie aşezată fotografia nu reiese evident din subiectul fotografiat, se va indica marginea superioară printr-o săgeată, pe reversul fotografiei ; • explicaţiile materialului ilustrativ se vor scrie separat de textul articolului, iar pe reversul fiecărei figuri sau fotografii se va indica numărul corespunzător trimiterii din text ;
FORMULELE	• formulele care cuprind litere greceşti sau alte simboluri, ce nu există pe claviatura maşinii de scris, vor fi scrise de mînă **foarte citeţ ;** • indicii şi exponenţii vor fi plasaţi cu toată atenţia ca atare, astfel încît să nu fie posibilă nici o confuzie ;
BIBLIOGRAFIA	• bibliografia articolului va cuprinde : numele şi prenumele (în această ordine) autorului lucrării consultate şi titlul lucrării (în limba originală, dacă lucrarea nu a fost tradusă în l. română) ; apoi—dacă este vorba de o carte : localitatea unde s-a publicat, editura, anul apariţiei ; dacă este vorba de o revistă : titlul revistei (în original), ţara unde apare, numărul şi anul apariţiei ;
REZUMATUL	• pe o foaie separată se va prezenta un rezumat de maximum 10 rînduri al articolului, acest rezumat urmînd a fi tradus de redacţie în limbile engleză, franceză, germană şi rusă ;
AUTORUL	• articolul va fi iscălit cu prenumele întreg (nu cu iniţiale) şi numele autorului sau autorilor, sub care se va nota locul de muncă ; • pe copia articolului, la sfîrşit, se vor nota clar adresa şi numărul de telefon unde redacţia poate lua contact cu autorul.

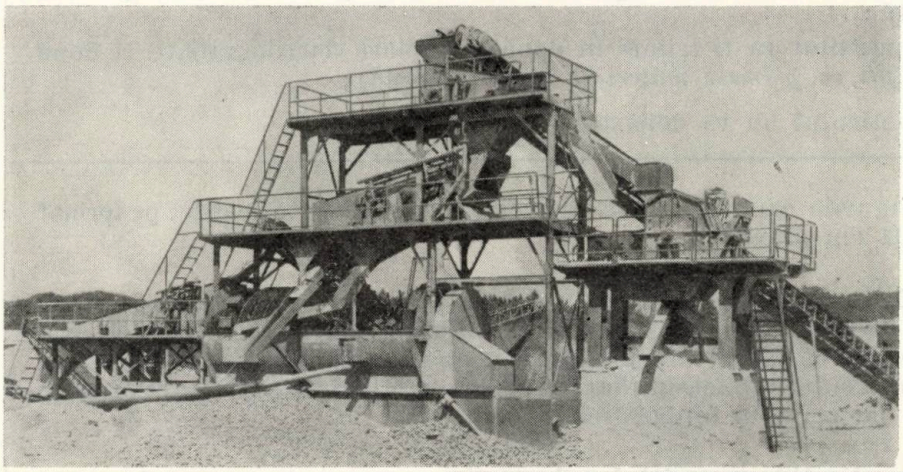
Programarea articolelor acceptate spre publicare va fi făcută în funcţie de spaţiul disponibil pentru materia de specialitate respectivă şi ţinîndu-se seama de data primirii la redacţie a formei finale a articolului.

Manuscrisele neacceptate spre publicare nu se restituie autorilor.

Ce pledează pentru o instalație

Bavaria

de preparare a pietrișului și nisipului ?



Tehnologia

Instalațiile BAVARIA de preparare pentru pietriș și nisip lucrează cu succes, în RFG și în numeroase țări ale lumii, de peste 70 de ani.

Productivități de preparare ridicate presupun o tehnologie excelentă și perfecționată, iar aceasta corespunde, la instalațiile noastre de preparare, stadiului actual al tehnicii, dînd rezultate de cîteva decenii. Acest lucru este hotărîtor.

◀ Instalație mobilă BAVARIA—KOMPAKT, mărimea 2, cu un efect de spălare mediu pînă la ridicat.

Instalație staționară BAVARIA—KOMPAKT, mărimea 5, cu un efect de spălare mediu pînă la ridicat (normă DIN nouă) ▼

Siguranța în funcționare

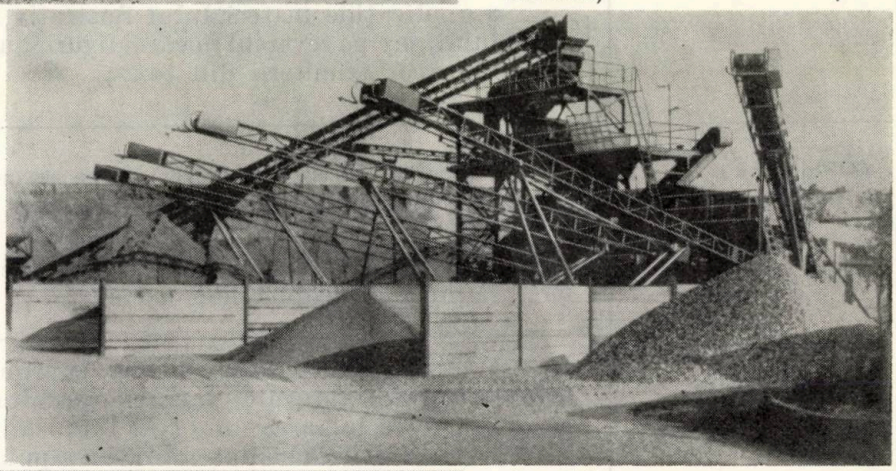
este garantată prin :

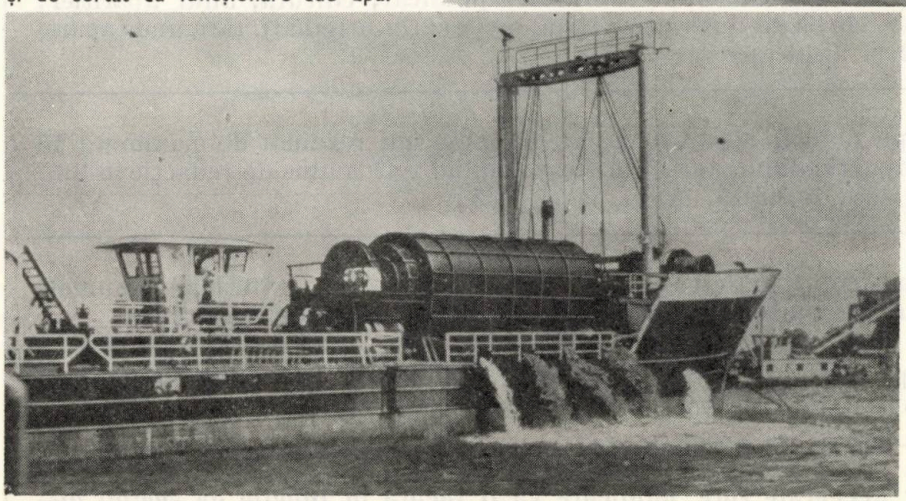
1 — construcția solidă și precisă

2 — soluțiile constructive adecvate ale funcțiilor de separare

3 — dimensionarea optimă a instalațiilor de preparare, în special pentru condiții grele de exploatare.

Printre altele, livrăm în acest scop instalații de spălare și de sortare BAVARIA—KOMPAKT (mobile sau staționare) cu un efect de spălare mediu pînă la ridicat, instalații de preparare prin filtrare pentru pietriș, site vibratoare și cu tambur, aparate de sortare, instalații de levigare, instalații de spălare cu cuțite și cu cameră, tambure de spălare, mașini de spălat și de sortat cu funcționare sub apă.





Rentabilitatea

Cu cît este mai bună tehnologia, cu cît mai rațională prepararea pietrișului și a nisipului și cu cît instalația prezintă o siguranță în funcționare mai ridicată și totodată lucrează timp de ani de zile cu cheltuieli reduse, cu atît mai ridicată va fi rentabilitatea.

Instalațiile de preparare BAVARIA îndeplinesc aceste condiții și garantează așadar o rentabilitate ridicată, astfel încît sînt asigurate veniturile anuale pe fondurile investite.

Vă rugăm să luați legătura cu noi și permiteți-ne să vă sfătuim. Vă trimitem cu plăcere prospectul nostru și informații tehnice.

◀ Tambur special de spălat BAVARIA pentru prepararea rocilor diamantifere

Austria:
Montana Handels – GmbH
1011 Viena, POB 645
Telefon 65 76 36 Serie

Germania de Nord:
Müller – Baumaschinen
233 Eckernförde
Tel. (04351) 6 04

2407 Bad Schwartau
Tel. (0451) 2 10 58

3201 Machtsum/Hildesheim
Tel. (05127) 575

2 Hamburg 62
Tangstedter Landstr. 69
Tel. (0411) 5 20 50 71

BAVARIA Maschinenfabrik
Jakob Hilber — 791 Neu-Ulm
Tel. (0732) 77562, telex 07-12634

MUSZAKI KONYVTARES * DOKUMENTACIOS KOZPONT * ORSZAGOS

Apare în curînd

A apărut

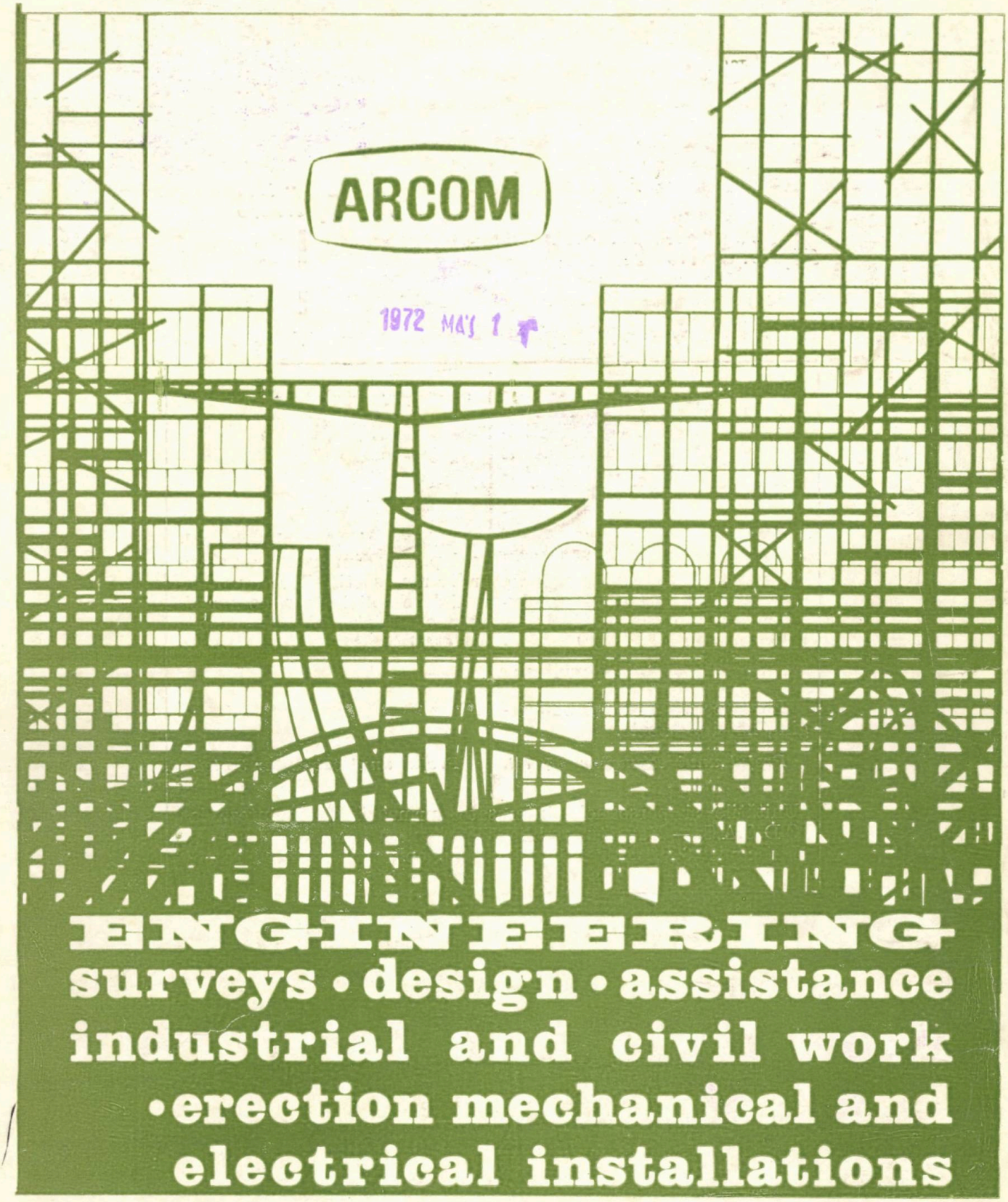
„AGRESIVITATEA NATURALĂ PE TERITORIUL ROMÂNIEI ȘI ADOPTAREA MĂSURILOR CORESPUNZĂTOARE PENTRU LUCRĂRILE DE BETON ȘI BETON ARMAT”	„PROIECTAREA STÎLPILOR DE BETON ARMAT”
Lucrarea sintetizează studiile și cercetările efectuate în ultimii 10 ani, explicînd fenomenele de agresivitate naturală pe baza datelor obținute din cercetări, detaliind, unde este cazul, prevederile din prescripțiile tehnice. Lucrarea va avea cca 320 pagini, hărți și tabele.	Tabele și exemple de calcul pentru dimensionarea și verificarea secțiunilor dreptunghiulare solicitate la compresiune excentrică oblică—Metoda la stări limită.
Prețul unui exemplar 35 lei.	***Prețul unui exemplar 35 lei.***

Unitățile și persoanele interesate urmează să înainteze la C.D.C.A.S. — Redacția publicațiilor pentru construcții, strada Episcopiei 9, Sectorul 1, București, comenzile pentru rezervarea exemplarelor necesare.

C.D.C.A.S. — REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

BUCUREȘTI — Str. EPISCOPIEI Nr. 9, Sector 1

Taxele poștale plătite în numerar pentru anul 1972 conform aprobării D.P.D.P. nr. 10/10556/1970



ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCȚII-MONTAJ

ROMANIAN CONSTRUCTION AND ERECTION COMPANY

91—93, Calea Victoriei, Sector 1, Bucharest, ROMANIA
Telephone: 14.98.33 • Telex: 490
Telegrams: ARCOM — Bucharest

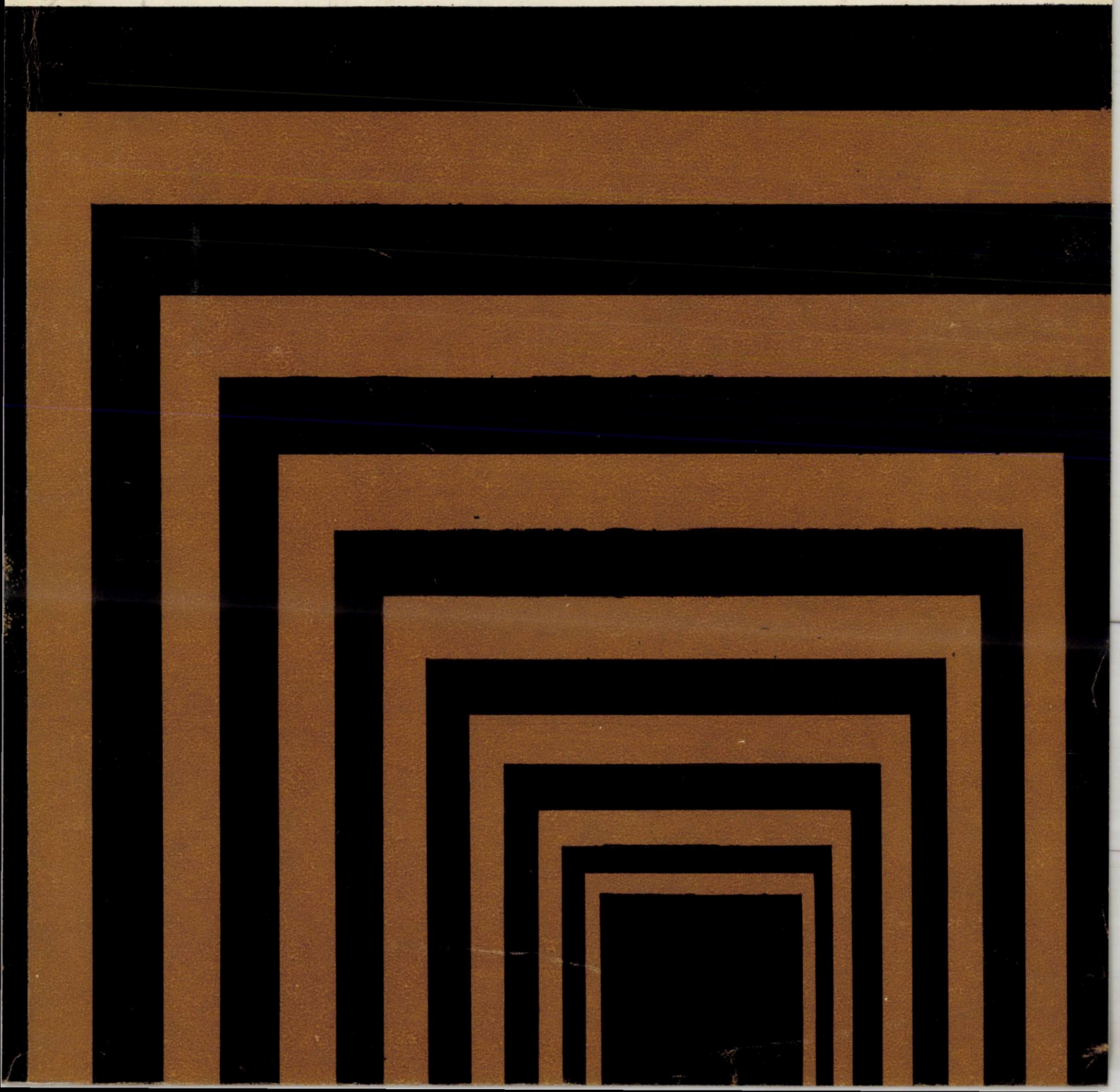
E 1688

CONSTRUCȚII

04

REFERALVA

3 ▫ 1972



CONSTRUCȚII

1972

Nr. 3/1972
ANUL XXIV

GR. S. TÁBOS MŰSZAKI KÖNYVTÁRES DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

CUPRINS

Dr. ing. Victor GIONCU

Proiectarea unor paraboloizi hiperbolici tip umbrelă la băile termale din Timișoara 1

Conf. ing. Vlad BOGHIAN, ing. D. DIACONU, ing. Silvia COVALI, ing. Luiza TANASACHI, ing. V. JERGHIUȚĂ

Panourile mari ceramice pentru pereți. Cercetări pentru aplicarea lor în construcții 9

Ing. Anastasie M. OLARU

Contribuții la calculul static al structurilor alcătuite din elemente masive 18

Ing. Traian ONEȚ

Contribuții la calculul rigidității grinzilor de beton ușor armat sub încărcări de scurtă durată 22

Ing. Dragoș TEODORESCU

Calculul elementelor de beton precomprimat la starea limită de rezistență, în secțiuni normale, utilizînd curba caracteristică de calcul a oțelului 28

Prof. ing. Dan MATEESCU, conf. dr. ing. Iosif APPELTAUER, dr. ing. Nicolae BĂLUȚ, dr. ing. Victor GIONCU

Folosirea în construcții a profilelor metalice cu pereți subțiri formate la rece 32

Prof. ing. Lymon C. REESE, ing. Michael W. O'NEILL, ing. Iacint MANOLIU

Aspecte caracteristice ale execuției și calculului piloților de diametru mare 42

CRONICA

Ing. Mircea LUPAN

Din lucrările Congresului al V-lea C.I.B. (Cunoașterea datelor naturale și a exigențelor utilizatorilor) 50

RECENZII

DOCUMENTARE

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACȚIE

Ing. EM. BAICULESCU
director I.P.I.M.C.

Acad. prof. ing. ȘT. BĂLAN
președinte secția construcții C.N.I.T.

Acad. prof. ing. A. BELEȘ
Institutul de construcții București

Ing. T. BIGAN
șef sector, Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. CĂLIN DAN
director general, T.L.S. București

Ing. R. CIOROIU
adjunct al ministrului construcțiilor industriale

Ing. C. DIACONU
consilier I.S.P.E.

Prof. dr. ing. D. DUMITRESCU
Institutul de construcții București

Ing. V. DUMITRESCU
director tehnic, T.M.B.

Ing. D. ELIADE
șef sector tehnic, Ministerul Construcțiilor Industriale

Dr. ing. I. FĂCĂOARU
șef secție, INCERC

Prof. dr. ing. V. FOCȘA
Institutul politehnic Iași

Ing. D. GHIȚESCU
șef secție, INCERC

Ing. MIRCEA IATAN
director cu pregătirea lucrărilor T.I.I.Ch.B.

Ing. PANAIT IONESCU
director producție, T.M.U.Ch.B.

Ing. N. LASZLO
director tehnic, I.S.A.R.T.

Prof. ing. D. MATEESCU
Institutul politehnic Timișoara

Ing. HERCULE MĂNESCU
director, C.O.C.C.

Prof. ing. M. MIHAILESCU
Institutul politehnic Cluj

Ing. I. NEAGU
director, I.P. "Proiect Brașov"

Ing. R. NEGRU
consilier al președintelui C.N.S.T.

Ing. D. NICULESCU
ing. șef, IPROCHIM

Ing. T. PATELLI
director general, T.C.I. Iași

Ing. M. POPOVICI
director general, T.C.I. Cluj

Ing. M. RAMBA
director, C.S.E.A.L.

Ing. ST. RĂDVAN
director tehnic, T.C.M. Galați

Ing. M. SIMNICEANU
director, Ministerul Construcțiilor Industriale

Prof. ing. I. STĂNCULESCU
prorector, Institutul de construcții București

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU
ing. șef Laborator central M.C. Ind.

Ing. A. STĂNESCU
consilier al ministrului construcțiilor industriale

Ing. A. TACORIAN
șef sector, Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. I. TORINGHIBEL
director, I.C.H. Constanța

Ing. I. VASILESCU
director general, C.I.P.B. (M.E.F.M.C.)

Ing. M. VERNESCU
ing. șef, I.P.C.M. București

Ing. P. VERNESCU
director, I.P.C.

REDACTOR RESPONSABIL

Ing. M. LUPAN
director adjunct științific, INCERC

EDITOR:

CDCAS — Redacția publicațiilor pentru construcții, București, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1, Căsuța poștală nr. 2980, Of. poștal 22, Telefon: 16 49 14

ȘEFUL REDACȚIEI : *Alexandru Tințăreanu*

REDACTORUL EDIȚIEI : *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACȚIE : *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I. P. Informația—str. Brezoianu nr. 23—București

ABSTRACTS

V. GIONCU : The Design of umbrella-type hyperbolic paraboloids for the thermal bathing establishment of Timişoara

The paper presents the theory of umbrella-type hyperbolic paraboloids bending, where the co-operation of the curved slab with the edge beams and the central ones is taken into consideration. The results obtained were used in designing the roof of the winter-hall at the thermal bathing establishment in the city of Timişoara. The computation method worked out has shown important differences from the results given by the theory of shell habitually used to determine the state of stress in such kind of structures.

V. BOGHIAN, D. DIACONU, S. COVALI, L. TANASACHI, V. JERGHIUTĂ : Some researches concerning the possibility of applying the ceramic panels for walls in structures

The paper presents some researches and analyzes the possibility of realising and applying in practice the ceramic panels for walls when using two types of ceramic blocks : with honneycomb hollows and with narrow slits.

The mechanic characteristics of ceramic blocks as well as the experimental results regarding the mechanic resistances and the deformability of vibrated brickwork made of ceramic blocks and expanded-clay mortar determined on small colums and on panel-strips are presented.

The bearing capacity for horizontal and vertical static loadings for the prototype ceramic panels is analyzed on the basis of full-scale experiments.

A. OLARU : Contributions to the static design of the structures made of massive elements

The mode of schematizing the structures made of massive elements, in view of establishing the real diagram is presented in the article. The author demonstrates that the conventional schematization of the structures as given by the specialized literature shows a sufficient accuracy in the static design of the undetermined static structures built of flexible elements. However, for structures made of massive elements this schematization leads to an erroneous static design.

The examples given illustrate suggestively the errors resulting from this fact.

T. ONEŢ : Contributions to the rigidity design of the light weight reinforced concrete beams under short-time loadings

The article reveals the researches carried out by the author at the Polytechnical Institute of Cluj, with the purpose of determining the rigidity computation of the light reinforced concrete bent elements.

The tests, supported by the processing of results, allowed the author to deduce the usability of the deflection calculation of reinforced concrete bent elements (State-Standard No. 8000/1967) also in the case of lightweight concrete, only the corresponding modification of a calculus coefficient being needed.

D. TEODORESCU : Designing prestressed concrete elements at ultimate strength, in normal cross-sections, using the typical design curve of steel

The author presents a method of systematization of estimating the prestressed concrete elements at ultimate strength of the bearing capacity, taking into account the strain-stress properties of the high-strength wires specific to prestressed concrete. The article stresses the mode of organizing the calculi in such a manner as to make possible the use of computers for this purpose, and thus reducing the design work for these elements to a few minutes.

D. MATEESCU, I. APPELTAUER, N. BĂLUT, V. GIONCU : The use in construction of the cold-formed thin-walled steel sections

The article concerns the experiment operations of some lattice trusses and purlins made of thin-walled steel sections cold-formed and joined by welding.

The authors aimed at obtaining data concerning the behaviour of the trusses and purlins (both of 12 m span) under operation loads, the manner of bar-tieing in the knots and the loss of bearing capacity, as well as the concordance between the calculated and the measured stresses.

L. REESE, M. O'NEILL, I. MANOLIU : Characteristic aspects of the execution and design of large — diameter piles cast-in-place

In the article are examined the main aspects concerning the execution and design of the wells bored without tubing or with recovered tubing, in the light of the experience acquired in the U.S.A.

The various stages in the boring of a well under bentonitic mud protection are described. Prior to giving the formulae for the computation of the bearing capacity, the mechanism of axial load transfer from the well to the ground is described.

RESUMÉS

V. GIONCU : L'établissement du projet des paraboloïdes hyperboliques de type parapluie pour les établissement des bains thermaux de la ville de Timişoara

L'article présente la théorie de fléchissement des paraboloïdes hyperboliques de type parapluie, compte tenu de la coopération entre la dalle courbe et les poutres marginales et centrales.

Les résultats obtenus ont été utilisés aux projets de la toiture du salon d'hiver des bains thermaux de Timişoara. Par la méthode de calcul élaborée on a mis en évidence des différences appréciables par rapport à la théorie de diaphragme utilisée couramment pour déterminer l'état d'efforts dans ce type de structure.

V. BOGHIAN, D. DIACONU, S. COVALI, L. TANASACHI, V. JERGHIUŢĂ : Quelques recherches concernant l'application dans les constructions des grands panneaux céramiques pour parois

On présente les résultats de quelques recherches et on analyse la possibilité de réaliser et d'appliquer en pratique les panneaux céramiques pour parois, en utilisant deux types de blocs céramiques ayant des creux en nid d'abeille et des fentes étroites.

On présente les caractéristiques mécaniques des blocs céramiques et les résultats expérimentaux concernant les résistances mécaniques et la déformabilité de la maçonnerie vibrée réalisée avec des blocs céramiques et du mortier d'argile expansée, déterminées sur des petits piliers et des bandeaux de panneaux.

On analyse la capacité portante aux chargements statiques verticaux et horizontaux pour des panneaux céramiques prototypes, basés sur des expériments à échelle naturelle.

A. M. OLARU : Contributions au calcul statique des structures faites d'éléments massifs

On expose la modalité de schématisation de structures faites d'éléments massifs, en vue d'établir un schéma réel de calcul. On montre que la schématisation conventionnelle des structures donnée par la littérature de spécialité présente une suffisante précision au calcul statique des structures statiquement non-déterminées constituées d'éléments souples, mais dans le cas des structures composées d'éléments massifs, cette schématisation mène à un calcul statique erroné.

Les exemples dont l'article est illustré démontrent d'une manière suggestive les erreurs de calcul qui se produisent.

T. ONEŢ : Contributions au calcul de la rigidité des poutres en béton léger armé sous charges de courte durée

L'article reflète les recherches effectuées par l'auteur dans le cadre de l'Institut Polytechnique de la ville de Cluj dans le but de préciser le calcul de la rigidité des éléments fléchis en béton léger armé.

Les essais ont permis à l'auteur de déduire, en se basant sur l'analyse des résultats, l'applicabilité du calcul des flèches des éléments fléchis en béton armé (Le Standard d'Etat No. 8000/1967) aussi dans le cas du béton léger, nécessitant seulement la modification de rigueur d'un coefficient de calcul.

D. TEODORESCU : Le calcul des éléments en béton précomprimé à l'état limite de résistance, en sections normales, en employant la courbe caractéristique de calcul de l'acier

L'auteur fait un exposé de la systématisation du calcul des éléments en béton précomprimé à l'état limite de la capacité portante, compte tenu des propriétés déformatives et de résistance des cables de haute résistance spécifique au béton précomprimé. On met en évidence la modalité d'organiser les calculs conformément à l'emploi dans ce but des ordinateurs qui réduisent les opérations de calcul de ces éléments à quelques minutes.

D. MATEESCU, I. APPELTAUER, N. BĂLUT, V. GIONCU : L'emploi dans la construction des profilés métalliques à parois minces formés à froid

L'article se réfère à l'expérimentation des fermes et pannes à treillis, formées à l'aide de profilés métalliques à parois minces, formés à froid et assemblés par soudage.

Les auteurs ont envisagé d'obtenir des données concernant le comportement des fermes et des pannes (ayant les unes et les autres une portée de 12 m) sous les charges d'exploitation, ainsi que la modalité de connexion des barres dans les noeuds et de la perte de la capacité portante, ainsi que la concordance entre les efforts calculés et les efforts mesurés.

L. REESE, M. O'NEILL, I. MANOLIU : Aspects caractéristiques de l'exécution et calcul des pilotis forés à large diamètre

L'article contient les principaux aspects concernant l'exécution et le calcul des puits forés sans gainage (tubage) ou à tubage récupéré, à la lumière de l'expérience accumulée aux E.U.A. On décrit les différentes étapes des travaux d'exécution d'un puits foré sous la protection de la boue bentonitique.

Avant de donner les formules du calcul de la capacité portante, on présente le mécanisme du transfert de la charge axiale du puits au terrain

ZUSAMMENFASSUNGEN

V. GIONCU : Die Projektierung von hyperbolischen Paraboloiden des „Regenschirm"-Types für das Thermalbad in Timişoara

Es wird die Biegungstheorie der hyperbolischen Paraboloiden des „Regenschirm"-Types besprochen, wobei das Zusammenwirken der gebogenen Platten mit den Rand-und Mittelplatten in Betracht gezogen wird. Die erzielten Ergebnisse wurden bei der Projektierung des Wintersalondaches der Thermalbäder in Timişoara angewandt. Die ausgearbeitete Berechnungsmethode gestattete erhebliche Abweichungen gegenüber der laufend für die Bestimmung des Lastzustandes in Rahmen dieser Tragwerkart angewandten Schalentheorie festzustellen.

V. BOGHIANU, D. DIACONU, S. COVALI, L. TANASACHI, V. JERGHIUTĂ : Untersuchungen zur Anwendung im Bauwesen der keramischen Grosswandplatten

Es werden einige Forschungsergebnisse geschildert und Betrachtungen über die Ausführungs- und Anwendungsmöglichkeiten in der Praxis der keramischen Grosswandplatten, unter Verwendung von zwei keramischen Körperarten, angestellt : wabenartige Hohlkörper und Schmalschlitzkörper.

Ferner werden die mechanischen Eigenschaften der keramischen Körper als auch die Versuchsergebnisse besprochen, wobei die mechanischen Festigkeiten und das Verformungsvermögen des gerüttelten Mauerwerkes aus keramischen Körpern und Granulithbeton auf Kleinsäulen und Plattenstreifen bestimmt wurden.

Desgleichen wird die Tragfähigkeit bei lotrechten und waagerechten statischen Untersuchungen an keramischen Grosswandplatten-Prototypen (mit Fensterhöhlung) auf Grund einiger Versuche in Naturgrösse besprochen.

A. M. OLARU : Beiträge zur statischen Berechnung der au massiven Bauteilen bestehenden Tragwerke

Im Artikel wird die Schematisierungsart der aus massiven Bauteilen bestehenden Tragwerke, hinsichtlich der Festlegung des tatsächlichen Berechnungsschemas besprochen. Dabei wird gezeigt, dass die in der Fachliteratur angegebene konventionelle Schematisierung der Tragwerke eine genügende Genauigkeit bei der statischen Berechnung der statisch unbestimmten, aus schlanken Bauteilen bestehenden Tragwerke aufweist, wobei jedoch bei den aus massiven Bauteilen bestehenden Tragwerken diese Schematisierung zu einer fehlerhaften statischen Berechnung führt.

Die angegebenen Beispiele zeigen klar die entstehenden Berechnungsfehler.

T. ONEŢ : Beiträge zur Berechnung der Steifigkeit der bewehrten Leichtbetonträger unter kurzzeitiger Belastung

Der Beitrag widerspiegelt die seitens des Verfassers im Rahmen der Polytechnischen Hochschule in Klausenburg (Cluj) durchgeführten Forschungsarbeiten zwecks Präzisierung der Berechnung der Steifigkeit von gebogenen Leichtbetonbauteilen.

Die durchgeführten Versuche gestattenten dem Verfasser, auf Grund der Auswertung der Ergebnisse, die Anwendbarkeit der Durchbiegungsberechnung für gebogene Stahlbetonbauteile (Staatsstandard 8 000/1967) auch im Falle des Leichtbetons abzuleiten, wobei nur die entsprechende Abänderung eines Berechnungsbeiwertes nötig ist.

D. TEODORESCU : Berechnung der Spannbetonbauteile im Festigkeitsgrenzzustand, mit normalen Querschnitten, unter Anwendung der Stahl-Berechnungskennlinie

Der Verfasser weist auf eine Systematisierung der Berechnung von Spannbetonbauteilen im Tragfähigkeits-Grenzzustand hin, wobei die Verformungs- und Festigkeitseigenschaften der für Spannbeton kennzeichnenden Drahtsorten mit hoher Festigkeit in Betracht gezogen werden. Die Organisierungsart der Berechnungen wird zwecks Anwendung der Elektronenrechner hervorgehoben, wodurch die Projektierungsarbeit für diese Bauteile auf einige Minuten herabgesetzt wird.

D. MATEESCU, I. APPELTAUER, N. BĂLUT, V. GIONCU : Die Verwendung im Bauwesen von kaltgeformten dünnwandigen Metallprofilen

Der Artikel bezieht sich auf die Versuchsarbeiten, welche mit Fachwerkbinder und Fachwerkpfetten, ausgeführt mit dünnwandigen Metallprofilen, kaltgeformt und durch Schweissen verbunden, angestellt werden.

Die Verfasser haben den Erhalt von Angaben über das Verhalten der Binder und Pfetten (beide mit einer Spannweite von 12 m) unter den Betriebslasten, über die Befestigungsart der Stäbe an den Knotenpunkten und über den Verlust an Tragfähigkeit, als auch über die Öbereinstimmung zwischen den Berechnungslasten und den tatsächlichen Lasten verfolgt.

L. RESSE, M. O'NEILL, I. MANOLIU : Kennzeichende Merkmale der Ausführung und Berechnung der Bohrpfähle grossen Durchmessers

In Beitrag werden die wichtigsten Gesichtspunkte der Ausführung und der Berechung der ohne Metallstützrohre gebohrten Schächte, angesichts der in den USA gewonnenen Erfahrung, besprochen. Es werden die Arbeitsphasen im Rahmen der Ausführung eines Bohrschachtes unter Schutz von bentonitischem Schlamm beschrieben. Vor Angabe der Formeln für die Berechnung der Tragfähigkeit, wird der Mechanismus der Übertragung der Axiallast von Schacht zu Schacht beschrieben.

СОДЕРЖАНИЕ

В. ДЖИОНКУ: Проектирование зонтообразных гиперболических параболоидов для здания термальных ванн в г. Тимишоара

В статье изложена теория изгиба зонтообразных гиперболических параболоидов, в которой учитывается совместная работа кривой плиты с краевыми и центральными балками. Полученные результаты были применены при проектировании крыши зимнего салона термальных ванн в г. Тимишоара. При помощи разработанного метода выявлены значительные разницы по сравнению с результатами, полученными при помощи теории оболочки, обычно применяемой при определении усилий в работах такого рода.

В. БОГИАН, Д. ДИАКОНУ, С. КОВАЛИ, Л. ТЭНЭСАКИ, В. ЖЕРГИУЦА: Крупные керамические панели для стен. Исследования ввиду их использования в строительстве.

Изложены результаты исследований и анализируется возможность изготовления и применения на практике керамических панелей для стен при условии использования двух видов керамических блоков: с полостями сотового вида и с узкими прорезями.

Представлены механические характеристики керамических блоков и результаты проведенных исследований по механической прочности и деформациям вибрационной кладки из керамических блоков на гранулитовом растворе, определенных по колонкам и полосам панелей.

Анализируется несущая способность под воздействием статических вертикальных и горизонтальных нагрузок прототипных керамических панелей в натурных размерах.

А. М. ОЛАРУ: К статическому расчету систем, состоящих из массивных элементов

В статье, с целью определения реальной расчетной системы, представлен способ схематизации систем, состоящих из массивных элементов. Указывается на то, что условная схематизация систем, приведенная в литературе, дает достаточную точность статистического расчета статически неопределенных систем, состоящих из стройных элементов, но она не пригодна для систем, состоящих из массивных элементов, при которых приводит к погрешностям.

Приведенные примеры наглядно иллюстрируют возникающие при расчете погрешности.

Т. ОНЕЦ: К расчету жесткости балок из легкого железобетона, подвергаемых кратковременным нагрузкам

В статье отражены исследования, проведенные автором при Политехническом институте в Клуже в целях уточнения расчета жесткости изгибаемых элементов из легкого железобетона.

Испытания и обработка результатов позволили автору вывести применимость расчета прогибов изгибаемых железобетонных элементов (Государственный стандарт 800/1967) и в случае легкого бетона, прибегнув для этого только к соответствующему изменению одного из расчетных коэффициентов.

Д. ТЕОДОРЕСКУ: Расчет преднапряженных бетонных элементов по предельной несущей способности в нормальных сечениях, используя для этого расчетную кривую, характерную для стали.

Автор представляет систематизацию расчета преднапряженных железобетонных элементов, учитывая деформативные и прочностные свойства высокопрочной проволоки, характерной для преднапряженного бетона. Выявлен способ организации расчета, подходящий для использования электронных вычислительных машин, которые сводят к нескольким минутам время проектирования таких элементов.

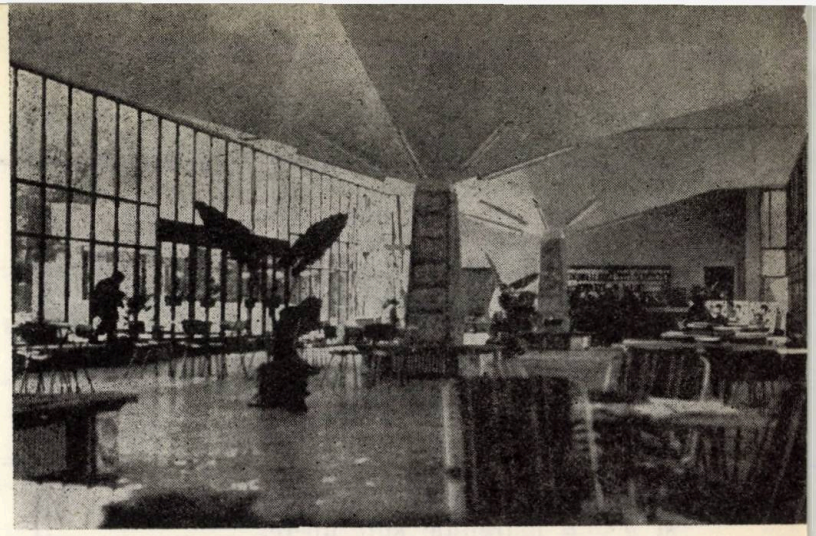
Д. МАТЕЕСКУ, И. АШПЕЛТАУЕР, Н. БЭЛУЦ, В. ДЖИОНКУ: Использование в строительстве холоднокатаных тонкостенных металлических профилей

Статья относится к экспериментированию решётчатых ферм и ригелей, составленных при помощи сварки из холоднокатаных тонкостенных металлических профилей.

Авторы задались целью получить данные относительно: поведения ферм и ригелей (те и другие пролетом в 12 м) под эксплуатационной нагрузкой; закрепления стержней в узлах, утраты несущей способности, а также о совпадении между расчетными и действительными усилиями.

Л. РИС, М. О'НЕЙЛЛ, И. МАНОЛИУ: Характерные аспекты производства работ и расчета буреных свай большого диаметра

В статье анализируется, в свете опыта в США, важнейшие аспекты расчета и производства работ при бурении скважин без обсадных труб и с рекуперированными обсадными трубами. Описаны фазы работ при бурении скважины под защитой бентонитового раствора. В первую очередь описан механизм передачи осевой нагрузки от сваи грунта, а затем приведены расчетные формулы для определения несущей способности.



PROIECTAREA UNOR PARABOLOIZI HIPERBOLICI TIP UMBRELĂ LA BĂILE TERMALE DIN TIMIȘOARA

Conf. dr. ing. **VICTOR GIONCU**
INCERC, filiala Timișoara

Descoperirea în orașul Timișoara a unei surse de apă termală cu proprietăți curative a dus la ideea de a se proiecta un strand termal cu scop de agrement și tratament medical. Proiectul a fost întocmit de fostul DSAPC Timișoara, concepția de arhitectură aparținînd arhitectului V. Bulgăreanu. Complexul este format din trei bazine deschise, vestiare, salon și restaurant; în perioada de iarnă se prevede a funcționa un singur bazin cu vestiare și salonul de iarnă, ultimul fiind conceput ca un loc de odihnă și recreație, cu un mic restaurant și bar. Datorită umidității interioare relativ mari din salon, era necesar să se realizeze un acoperiș fără nervuri; pentru ca în timpul verii să poată fi scoși pereții laterali, în vederea unei legături directe între bazine, era recomandabilă o soluție fără stîlpi pe contur. Toate aceste considerente au dus la ideea realizării unui acoperiș format din paraboloizi hiperbolici tip umbrelă. Proiectarea acestora s-a făcut de către INCERC, filiala Timișoara, printr-un contract de colaborare tehnico-științifică cu DSAPC Timișoara. Acoperișuri similare au mai fost realizate în țara noastră la o copertină a unei uzine din București [1], la un complex comercial din Mamaia [2] și la un centru comercial din Brașov [3].

1. ELEMENTE PRINCIPALE ALE STRUCTURII

Acoperișul este format din trei paraboloizi hiperbolici tip umbrelă, fiecare avînd dimensiunile în plan de 12 × 12 m (fig. 1) și o săgeată de 1,75 m. Grosimea plăcii este de 6 cm, iar dimensiunile grinzilor marginale de 25 × 20 cm și ale celor centrale de 25 × 40 cm. Pentru a putea fi executate independent, între plăci s-au lăsat interspații de 60 cm, peste care s-au așezat plăci prefabricate care permit deplasări verticale independente ale fiecărei plăci, dar împiedică deformațiile de răsucire din încărcări excentrice. Încărcarea totală, inclusiv zăpada, este de 315 kgf/m²; pe grinzile marginale, din greutatea proprie și a plăcilor prefabricate sau a aticelor, și la cele centrale, din greutatea proprie, există o încărcare liniară de 250 kgf/m.

2. CALCULUL PARABOLOIZILOR HIPERBOLICI TIP UMBRELĂ

2.1. Elemente geometrice

Suprafața mediană, care se obține prin intersecția a patru paraboloizi hiperbolici raportați la generatoare, este reprezentată în figura 2.

Ecuația suprafeței situate în primul cadran este

$$z = \frac{f}{a^2}(a - x)(a - y) \quad (1)$$

de unde rezultă

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = 0\,; \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} = \frac{f}{a^2}. \quad (2)$$

2. 2. Stadiul problemei în literatură

În mod obișnuit, calculul se face în teoria de membrană, din care rezultă eforturi de lunecare constante pe întreaga placă [2]

$$N_{xy} = -\frac{1}{2}\,\frac{pa^2}{f} \quad (3)$$

și eforturi normale principale dirijate după diagonale

$$N_1 = -N_2 = -N_{xy}. \quad (4)$$

În cazul paraboloidului hiperbolic tip umbrelă şi pentru încărcările uniform distribuite, în punctul $x = y = 0$ nu se pot produce lunecări specifice şi eforturile de lunecare trebuie să fie nule. De aceea, în această zonă vor exista modificări importante ale stării de membrană, care nu pot fi evidenţiate decît printr-un calcul în teoria de încovoiere a plăcilor curbe. Pentru cazul cînd la $x = a$ şi $y = a$ marginile sînt libere, şi la $x = 0$ şi $y = 0$ sînt perfect încastrate şi fără deplasări verticale, în [4] şi [2] se dă o metodă energetică, folosind polinoame. Cazul paraboloizilor hiperbolici tip umbrelă fără grinzi de margine este studiat şi în [5], folosind metoda elementelor finite. Cu ajutorul teoriei plăcilor curbe subţiri pleoştite, în [6] şi [7] se analizează acelaşi caz, folosind însă metoda diferenţelor finite; soluţiile obţinute nu sînt însă corecte, deoarece, aşa cum s-a arătat pentru prima dată în [8], funcţia de eforturi are o variaţie liniară pe contur şi nu este nulă, cum se consideră în studiile respective. În [9] se studiază conlucrarea plăcii curbe cu elementele marginale, în metoda deformaţiilor şi folosind diferenţele finite, arătîndu-se că există diferenţe apreciabile faţă de teoria de membrană.

Cercetările experimentale din [10] şi [11] au arătat că există diferenţe destul de mari faţă de teoria de membrană.

Avînd în vedere cele arătate mai sus şi că în [12] s-a evidenţiat faptul că în cazul considerării conlucrării elementelor marginale cu plăcile curbe se pot obţine economii importante de armătură, la proiectarea stucturii s-a aplicat teoria de încovoiere a plăcilor curbe subţiri pleoştite rezemate pe grinzi elastice.

2.3. Ecuaţiile diferenţiale ale problemei

Pentru plăcile curbe subţiri pleoştite se pot folosi ecuaţiile cunoscute Marquerre-Vlasov :

$$K\nabla^2\nabla^2 w + \frac{2f}{a^2}\,\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} = p \quad (5a)$$

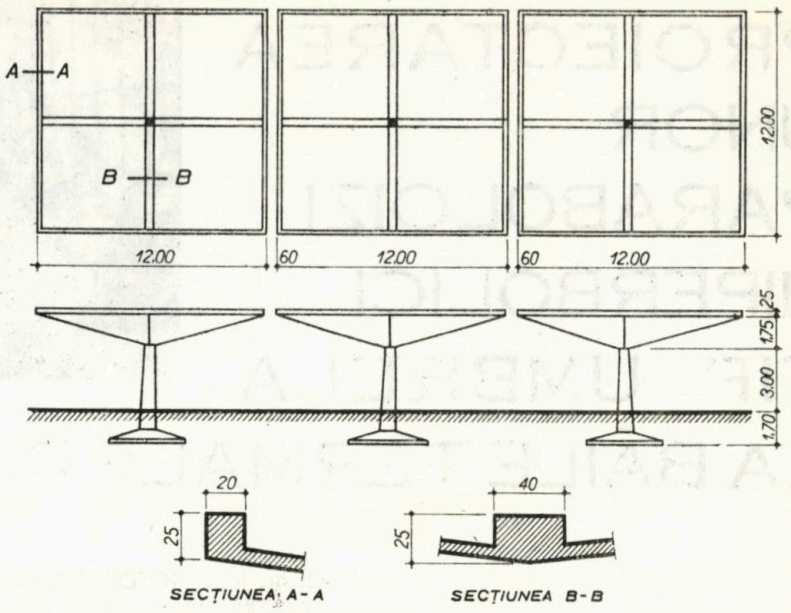


Fig. 1

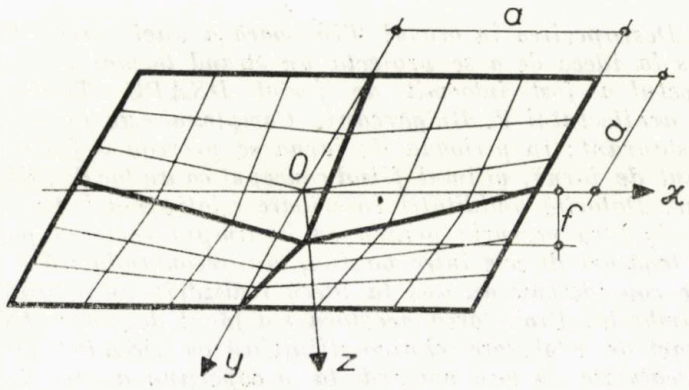


Fig. 2

$$\nabla^2\nabla^2 F - \frac{2E\delta f}{a^2}\,\frac{\delta^2 w}{\partial x \partial y} = 0 \quad (5b)$$

în care :

F, w sînt funcţia de eforturi de tip Airy şi deplasarea normală la suprafaţa plăcii;

$K = \dfrac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)}$ (6), rigiditatea la încovoiere a plăcii;

δ, grosimea plăcii (presupusă constantă);

E, modulul de elasticitate al betonului;

μ, coeficientul contracţiei transversale.

Pentru calculul elementelor marginale s-a admis, pentru simplificarea calculelor, că placa curbă se descarcă la elementele marginale în centrul lor de greutate şi că rigiditatea transversală este neglijabilă.

Dacă din grinda marginală se decupează un element diferenţial de lungime dx, se pot evidenţia următoarele solicitări (fig. 3 *a*) :

$P_m = EA_m \dfrac{dv_{gm}}{dy}$ — forţa axială (7 a)

$M_m = -EI_m \dfrac{d^2 w_{gm}}{dy^2}$ — momentul încovoietor (7 b)

$T_m = \dfrac{dMm}{dy}$ — forţa tăietoare (7 c)

$M_{rm} = GI_{rm} \dfrac{d\theta_{gm}}{dy}$ — momentul de răsucire (7 d)

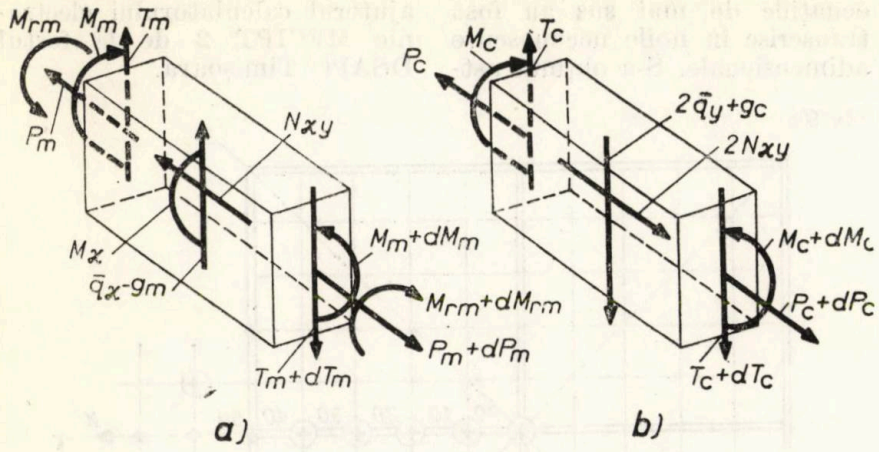


Fig. 3

unde v_{gm}, w_{gm}, θ_{gm} sînt deformaţiile după axele Oy, Oz şi rotirea elementului marginal, EA_m, EI_m, GI_{rm}, rigidităţile axiale, de încovoiere şi de răsucire ale acestuia. Grinzile marginale sînt încărcate de eforturile de lunecare N_{xy}, forţele tăietoare generalizate Q_x, momentul de încovoiere M_x şi încărcarea marginală liniară g_m (fig. 3 *a*). Rezultă din condiţiile de echilibru :

$$\frac{dP_m}{dy} - N_{xy} = 0\,;\quad \frac{dM_m}{dy} - T_m = 0 \qquad (8\text{ a}\ldots\text{d})$$

$$\frac{dT_m}{dy} - \bar{Q}_x + g_m = 0\,;$$

$$\frac{dM_{rm}}{dy} + M_x = 0$$

Introducînd în aceste relaţii pe (7 a ... d) şi ţinînd seama că [4]:

$$N_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}$$

$$M_x = -K\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) \qquad (9\text{ a}\ldots\text{c})$$

$$\bar{Q}_x = -K\left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^3} + (2-\mu)\frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2}\right]$$

şi scriind egalităţile deformaţiilor plăcii curbe cu cele ale grinzilor marginale, rezultă sistemul de ecuaţii diferenţiale pentru marginea $x = a$ (considerînd $\mu = 0$) :

$$\frac{A_m}{\delta}\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} + \frac{\partial F}{\partial x} + C_1 = 0 \qquad (10\text{ a})$$

$$F = C_2 y \qquad (10\text{ b})$$

$$EI_m\frac{\partial^4 w}{\partial y^4} - K\left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + 2\frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2}\right) - g_m = 0 \qquad (10\text{ c})$$

$$GI_{rm}\frac{\partial^3 w}{\partial x\,\partial y^2} - K\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \qquad (10\text{ d})$$

În mod similar s-au scris relaţiile pentru grinzile centrale (fig. 3 *b*) :

$$\frac{dP_c}{dx} + 2N_{xy} = 0\,;$$

$$\frac{dMc}{dx} - T_c = 0 \qquad (11\text{ a}\ldots\text{d})$$

$$\frac{dT_c}{dx} + 2\bar{Q}_y + g_c = 0\,;$$

$$M_{rc} = 0$$

de unde rezultă pentru marginea $y = 0$, ţinînd seama că $v = 0$:

$$\frac{A_c}{2\delta}\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} - \frac{\partial F}{\partial y} + C_3 = 0 \qquad (12\text{ a})$$

$$\frac{\partial^3 F}{\partial y^3} + 2\frac{\partial^3 F}{\partial x^2 \partial y} - \frac{2E\delta f}{a^2}\frac{\partial w}{\partial x} = 0 \qquad (12\text{ b})$$

$$EI_c\frac{\partial^4 w}{\partial x_4} + 2K\left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + 2\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y}\right) - g_c = 0 \qquad (12\text{ c})$$

$$\frac{\partial w}{\partial y} = 0 \qquad (12\text{ d})$$

În ecuaţiile (10), (12), C_1, C_2, C_3 sînt constante de integrare. La colţuri sînt necesare condiţii suplimentare. Astfel, pentru $x = 0$, $y = 0$, din cauza simetriei structurii şi încărcării :

$$N_{xy} = 0\,;\ M_{xy} = 0 \qquad (13\text{ a,b})$$

de unde

$$\frac{\partial^2 F}{\partial x\,\partial y} = 0\,;\quad \frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y} = 0 \qquad (14\text{ a,b})$$

La colţul $x = a$, $y = 0$, folosind relaţiile (10 b) şi (12 a), rezultă

$$C_2 = C_3 \qquad (15\text{ a})$$

Prin condiţia de egalitate a momentului de răsucire din grinzile marginale cu cele de încovoiere din grinzile centrale

$$M_c + 2M_{rm} = 0 \qquad (16\text{ a})$$

iar din condiţia că elementele marginale au rigiditatea laterală neglijabilă,

$$\frac{\partial^2 \mu}{\partial y^2} = 0 \qquad (16\text{ b})$$

rezultă

$$EI_c\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - GI_{rm}\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y} = 0 \qquad (15\text{b})$$

$$\frac{\partial^3 F}{\partial x^3} + 2\frac{\partial^3 F}{\partial x\,\partial y^2} = 0 \qquad (15\text{c})$$

La colţurile $x = y = a$, ţinînd seama că în lungul marginii $y = a$, din cauza simetriei se poate scrie că

$$F = C_2 x \qquad (17)$$

care, introdusă în (10 a), rezultă, ţinînd seama şi de (15 a),

$$C_1 = -C_2 = -C_3. \qquad (18\text{a})$$

Din condiţia de egalitate a momentelor de încovoiere ale unei grinzi marginale cu momentele de răsucire ale celeilalte grinzi concurente, din con-

diția că forțele tăietoare sînt nule la colțurile libere și dintr-o relație similară cu (15 b) rezultă :

$$EI_m \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + GI_{rm} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = 0 \qquad (18\,b)$$

$$\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} = 0 \qquad (18\,c)$$

$$\frac{\partial^3 F}{\partial x^3} + 2\frac{\partial^3 F}{\partial x \partial y^2} - \frac{2E\delta f}{a^2}\frac{\partial w}{\partial y} = 0 \qquad (18\,d)$$

Prin urmare, se pune problema integrării sistemului de ecuații (5), ținînd seamă de condițiile de margine (10) și (12) și de colț (14), (15) și (18). Din cauză că o integrare directă este imposibilă, s-a adoptat metoda diferențelor finite. Semilatura plăcii a fost împărțită în 5 intervale egale (fig. 4) cu pasul

$$\Delta = \frac{a}{5} \qquad (19)$$

Introducînd necunoscutele adimensionale

$$\Phi = \frac{f}{2pa^2\Delta^2} F \qquad (20\,a)$$

$$W = \frac{K}{p\,\Delta^4} w \qquad (20\,b)$$

ecuațiile de mai sus au fost transcrise în noile necunoscute adimensionale. S-a obținut astfel un sistem de 48 ecuații cu 48 necunoscute (necunoscutele care intervin în sistem sînt indicate în figura 4 : 30 necunoscute W, 17 necunoscute Φ și C), care au fost rezolvate cu ajutorul calculatorului electronic MECIPT 2 de la fostul DSAPC Timișoara.

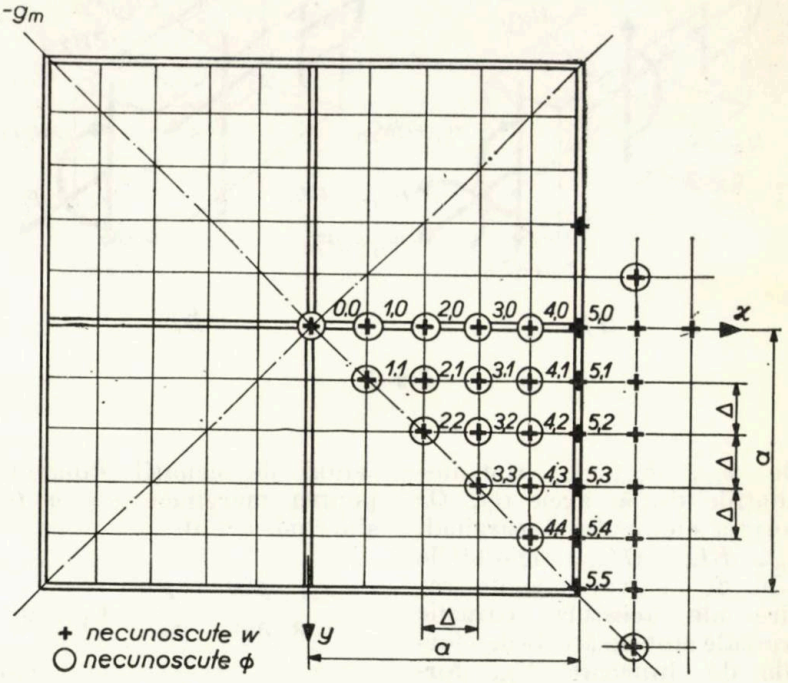


Fig. 4

2.4. Discuția stării de eforturi și de deformație

Calculul eforturilor din placă s-a făcut cu relațiile cunoscute [2]; ele sînt trecute în tabela 1. Solicitările elementelor margi-

Tabela 1

Eforturi din placa curbă

Pct.	$\frac{N_x}{\frac{pa^2}{f}}$	$\frac{N_y}{\frac{pa^2}{f}}$	$\frac{N_{xy}}{\frac{pa^2}{f}}$	$\frac{M_x}{pa^2\times10^{-4}}$	$\frac{M_y}{pa^2\times10^{-4}}$	$\frac{M_{xy}}{pa^2\times10^{-4}}$
00	−1,129	−1,129	0,000	− 40,431	−40,431	0,000
10	−1,226	−0,905	−0,039	− 7,891	−42,071	0,000
20	−1,021	−0,520	−0,215	8,067	− 0,126	0,000
30	−0,604	−0,136	−0,284	12,170	22,450	0,000
40	−0,197	0,588	−0,209	7,422	3,296	0,000
50	0,000	1,948	−0,601	− 7,205	−19,036	− 7,182
11	−0,549	−0,549	−0,213	25,241	25,241	11,131
21	−0,318	−0,268	−0,448	1,820	16,863	10,669
31	−0,237	−0,147	−0,534	−10,280	7,480	− 1,235
41	−0,144	0,338	−0,419	7,366	8,575	−10,953
51	0,000	1,751	−0,178	− 1,878	− 2,964	− 7,579
22	−0,165	−0,165	−0,558	−14,361	−14,361	4,548
32	−0,140	−0,148	−0,595	−26,175	−20,740	− 2,392
42	−0,095	−0,140	−0,513	− 4,853	− 9,219	− 9,930
52	0,000	1,433	−0,209	22,078	3,386	− 6,192
33	−0,128	−0,128	−0,596	−32,469	−32,470	− 0,056
43	−0,211	−0,008	−0,580	−15,531	−20,888	4,835
53	0,000	1,084	−0,337	34,797	3,617	− 2,352
44	−0,144	−0,144	−0,614	−15,779	−15,779	7,235
54	0,000	0,457	−0,350	24,119	1,679	1,647
55	0,000	0,000	−0,130	− 2,247	− 2,247	3,158

nale s-au determinat din relaţiile

$$P_m = \frac{A_m}{\delta} N_{y(x=a)};$$

$$P_c = \frac{A_c}{\delta} N_{x(y=0)} \quad (21\,a, b)$$

$$M_m = \frac{EI_m}{K(1-\mu^2)} (M_x - \mu M_x)_{(x=a)}; \quad M_c = \frac{EI_c}{K(1-\mu^2)} (M_x - \mu M_y)_{(y=0)} \quad (21\,c, d)$$

$$M_{rm} = \frac{GI_{rm}}{K(1-\mu)} M_{xy(x=a)} \quad (21\,e)$$

care ţin seamă de egalităţile deformaţiilor plăcii şi grinzilor marginale şi sînt trecute în tabela 2.

întindere mari în zonele de lîngă grinzile marginale:

$$\sigma = 1{,}948 \frac{p a^2}{f\delta} = 1{,}948 \cdot \frac{0{,}0315 \times 600^2}{175 \times 6} =$$

$$= 21{,}1 \text{ kgf/cm}^2 > R_t$$

de unde rezultă necesitatea unei armări suplimentare a plăcii în lungul marginilor. Eforturile de lunecare sînt mult diferite de cele rezultate din teoria de membrană (relaţia 3) la marginile $x = a$ şi $y = a$ şi practic nule în zona stîlpului de rezemare; corespondenţa este bună în zona centrală a plăcii. În figura 6 sînt trasate liniile de egale eforturi axiale principale N_1 şi N_2; se constată că există

Tabela 2

Eforturi din grinzi

Grinda marginală				Grinda centrală		
Pct.	$\frac{P_m}{pa^2/f}$	$\frac{M_m}{pa^3 \times 10^{-2}}$	$\frac{M_{rm}}{pa^3 \times 10^{-3}}$	Pct.	$\frac{P_c}{pa^2/f}$	$\frac{M_c}{pa^3 \times 10^{-2}}$
50	0,271	−0,443	−0,107	00	−0,314	−1,690
51	0,243	−0,068	−0,111	10	−0,340	−0,078
52	0,199	0,002	−0,092	20	−0,284	−0,399
53	0,151	−0,040	−0,035	30	−0,168	0,434
54	0,064	−0,048	0,025	40	−0,055	0,341
55	0,000	−0,047	0,047	50	0,000	−0,214

În figurile 5 *a* şi *b* sînt reprezentate eforturile axiale N_x şi de lunecare N_{xy}. Se constată că apar eforturi unitare de diferenţe mari faţă de valorile date de teoria de membrană (relaţia 4); astfel, în zona stîlpului de susţinere, placa este comprimată pe ambele direcţii, spre deosebire de teoria de membrană, în care rezultă şi eforturi de întindere. La margini, eforturile unitare de întindere sînt mult mai mari decît cele din teoria de membrană. Există numai o zonă destul de restrînsă în partea centrală a plăcii, unde eforturile axiale principale sînt practic egale în cele două teorii de calcul. În figura 7 sînt trasate diagramele de momente încovoietoare M_x şi de răsucire M_{xy}; se constată o variaţie a acestor momente în lungul marginilor, dar valorile lor sînt foarte mici

$$M_{x\,(x=y=0)} = -40{,}43 \times 10^{-4} \times 315 \times 6{,}00^2 = -45{,}8 \text{ kgm/m}$$

Solicitările axiale din grinzile marginale şi centrale sînt trasate în figura 8 *a* şi *b*. Se remarcă faptul că în urma conlucrării cu placa curbă, acestea au valori mult reduse faţă de teoria de membrană:

$$\frac{P_m}{P_m^{tm}} = 0{,}541; \quad \frac{P_c}{P_c^{tm}} = 0{,}314.$$

Reducerea este mai mare la grinzile centrale din cauză că diferenţele la eforturile de lunecare faţă de cele din teoria de membrană sînt mult mai mari decît cele de-a lungul grinzilor marginale; în plus, conlucrarea cu placa se face

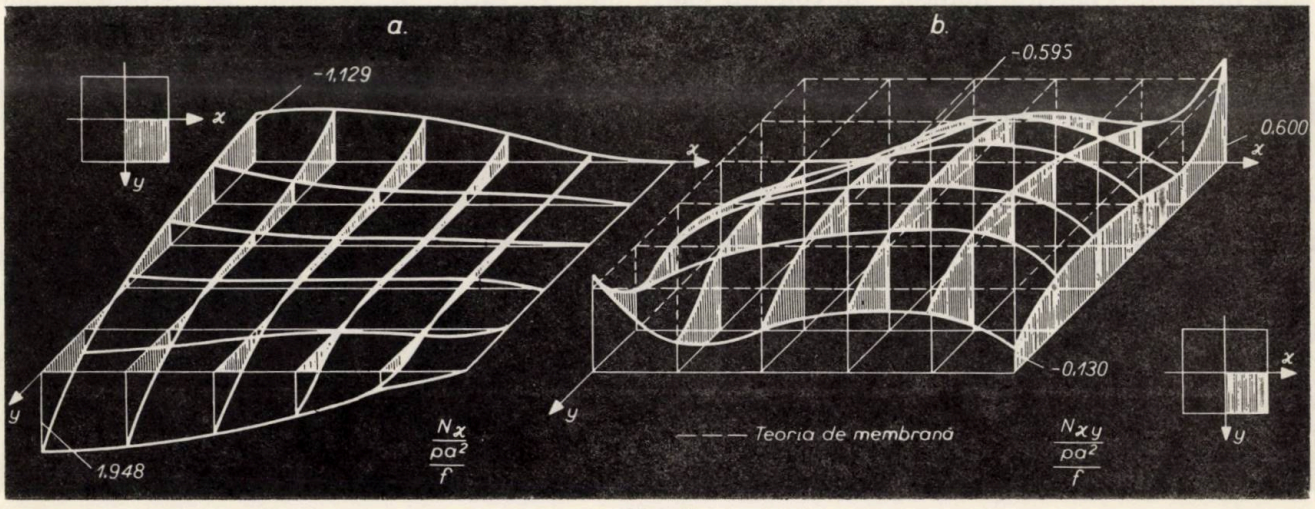


Fig. 5

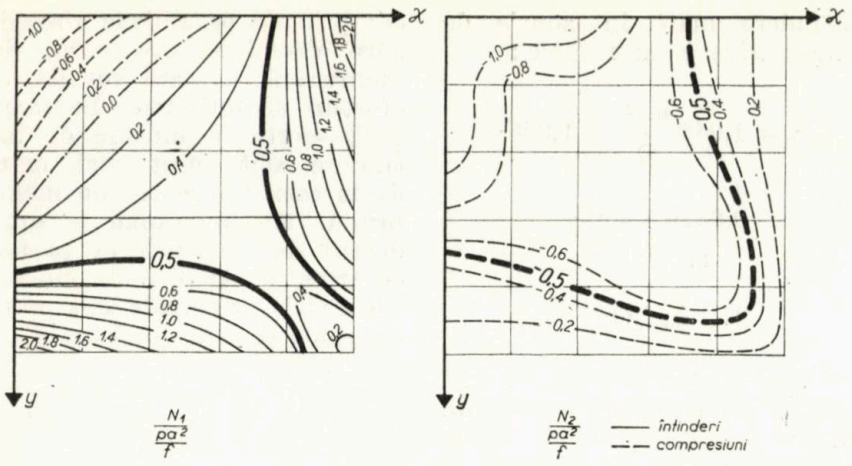


Fig. 6

pe două părţi. Dacă pentru elementele marginale se recalculează o lăţime de placă conlucrătoare, rezultă $b' \cong 71\ \delta \cong$ $\cong 0{,}12\ a$, mult mai mare decît cea care se recomandă de obicei (de exemplu, în [13] $b' = 8\ \delta$) şi în bună concordanţă cu cele determinate în [12] pentru cupolele sferice pe contur pătrat.

Momentele încovoietoare şi de răsucire sînt trecute în figura 9. La grinda marginală, în secţiunea de moment maxim, raportul momentelor de răsucire şi încovoiere este

$$\frac{M_{rm}}{M_m} = 0{,}24 < 0{,}5$$

şi astfel, după [14], se poate neglija la dimensionare influenţa răsucirii. Pentru a aprecia valoarea momentelor de încovoiere în raport cu forţele axiale s-au calculat excentricităţile raportate :

$$\frac{e_{om}}{h} = 0{,}115\ ; \qquad \frac{e_{oc}}{h} = 0{,}378.$$

Prin urmare, influenţa cea mai mare a momentelor de încovoiere se produce, aşa cum de altfel era de aşteptat, la grinzile centrale, în punctul de reazem pe stîlp.

În mod similar au fost calculate eforturile şi solicitările grinzilor din încărcările liniare aplicate pe margini.

Pe baza solicitărilor obţinute s-a făcut dimensionarea structurii.

3. EXECUŢIA ACOPERIŞULUI

Acoperişul a fost executat în condiţii foarte bune de către Trustul de construcţii Timişoara, grupul I, sub conducerea maistrului Francisc Roth. Cofrajul realizat pentru primul paraboloid a fost refolosit şi la execuţia celorlalţi doi. În figura 10 se observă simplitatea armării plăcii. Un aspect deosebit de important este modul cum se realizează legătura stîlpilor cu grinzile centrale şi cu placa, de care depinde în mod considerabil comportarea structurii la încărcări nesimetrice. În figura 10 se poate observa şi acest nod central, rezolvat prin îngroşarea plăcii şi a grinzilor centrale. În figura 11 se redă un aspect al plăcii după decofrare, iar în figurile 12 şi 13 aspecte interioare şi exterioare ale construcţiei.

4. CONCLUZII

Pe baza celor arătate mai sus se pot trage următoarele concluzii principale :

a) cu toate că executarea prefabricată a acoperişurilor reprezintă un procedeu cu avantaje indiscutabile, în anumite situaţii, justificate arhitectural, proiectarea acoperişurilor din plăci curbe subţiri poate să constituie o soluţie corespunzătoare, mai ales dacă tipul de suprafaţă mediană adoptată se pretează la o execuţie simplă a cofrajului şi dacă acesta poate fi refolosit la turnarea mai multor elemente identice ;

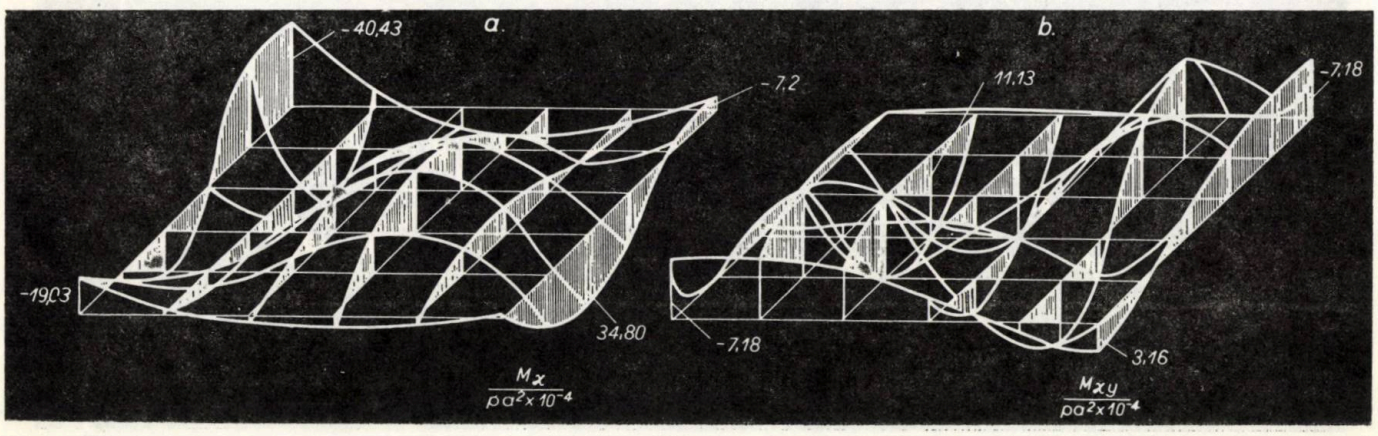


Fig. 7

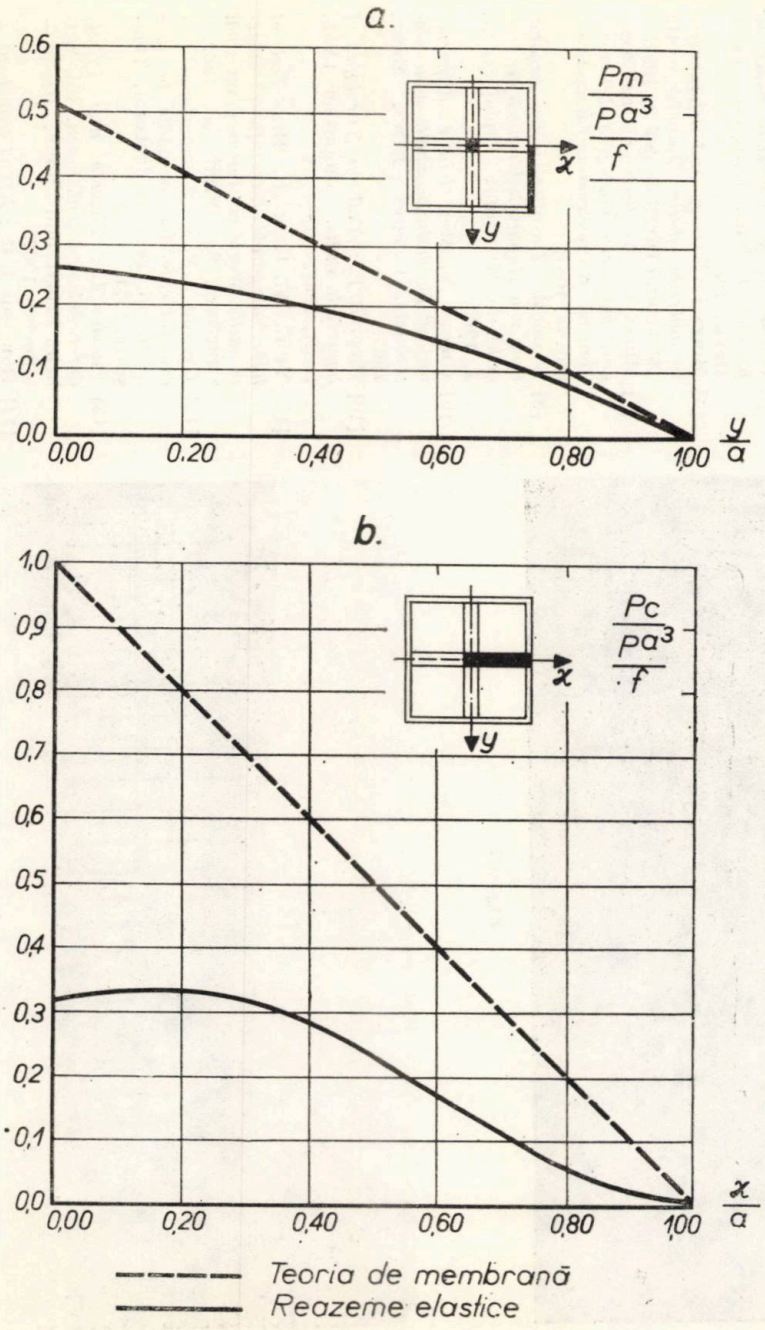

a.
Pm / Pa³ / f
x
y
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0,00
0.20
0,40
0,60
0,80
1,00
y/a
b.
Pc / Pa³ / f
x
y
1,0
0,9
0,8
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
0,00
0,20
0,40
0,60
0,80
1,00
x/a
Teoria de membrană
Reazeme elastice

Fig. 8

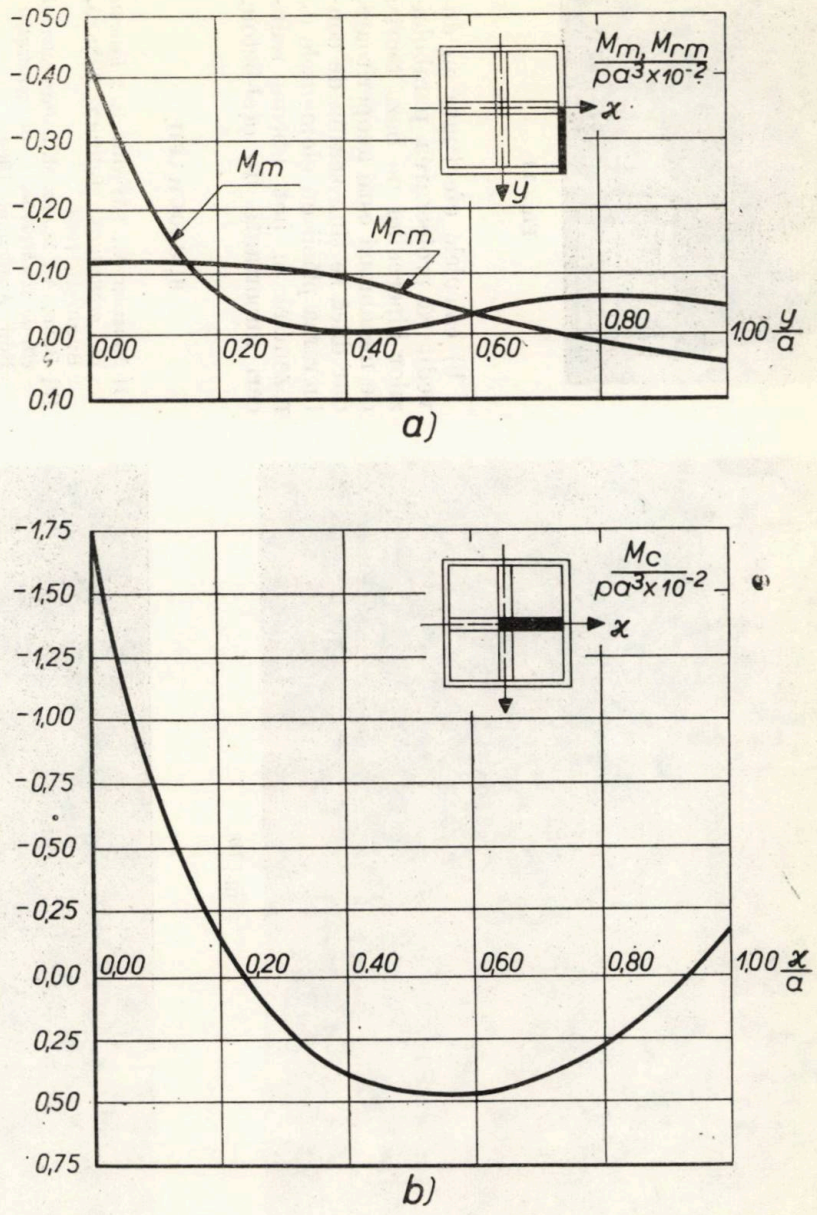

-0,50
-0,40
-0,30
-0,20
-0,10
0,00
0,10
Mm, Mrm / pa³x10⁻²
x
y
Mm
Mrm
0,00
0,20
0,40
0,60
0,80
1,00 y/a
a)
-1,75
-1,50
-1,25
-1,00
-0,75
-0,50
-0,25
0,00
0,25
0,50
0,75
Mc / pa³x10⁻²
x
0,00
0,20
0,40
0,60
0,80
1,00 x/a
b)

Fig. 9

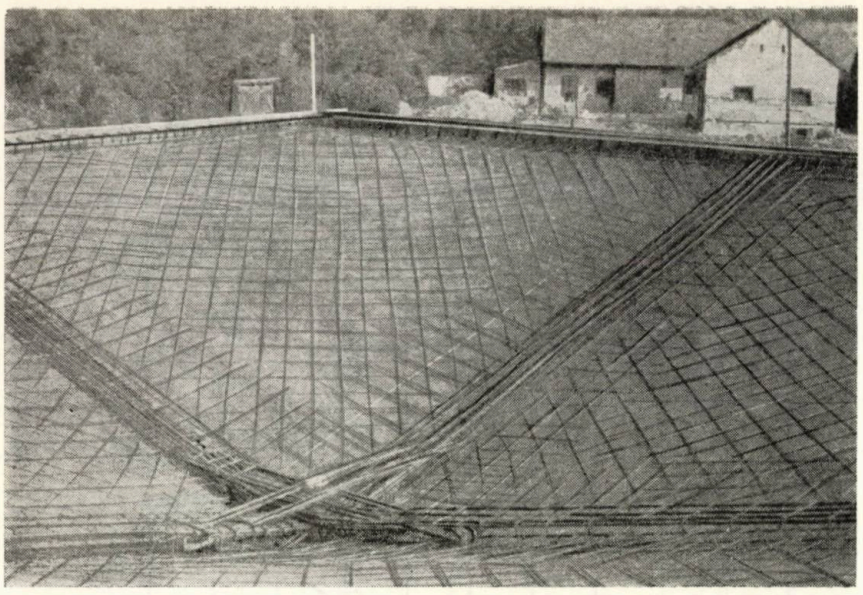


Fig. 10

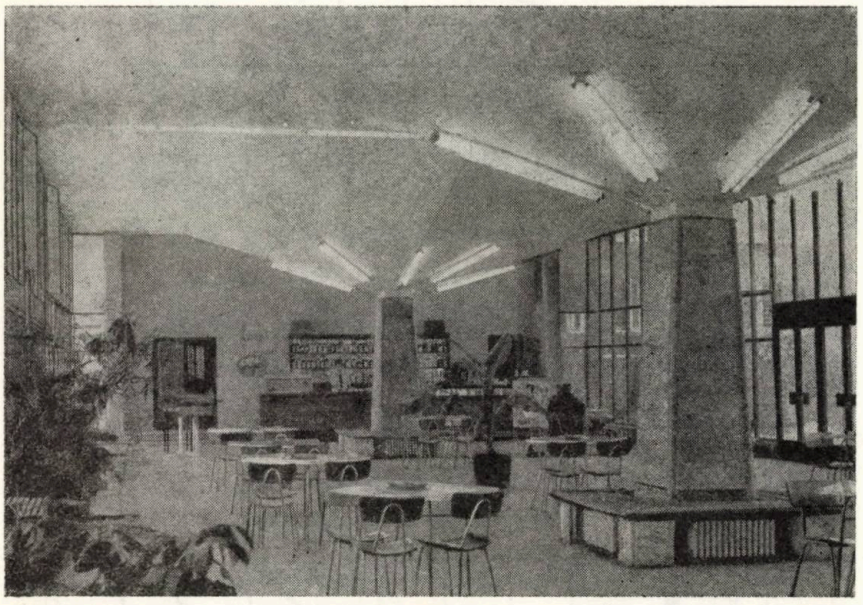


Fig. 12

Fig. 13

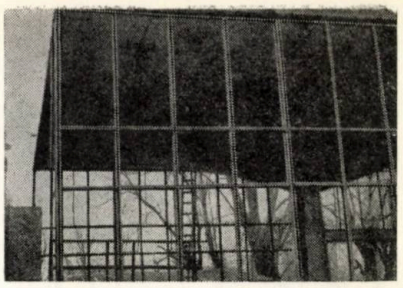


Fig. 11

b) calculele efectuate au dovedit că proiectarea paraboloizilor hiperbolici pe baza teoriei de membrană este acoperitoare, dar dacă se ţine seama de conlucrarea plăcii cu elementele de rezemare se pot obţine reduceri importante de oţel-beton.

BIBLIOGRAFIE

[1] Moisescu A., Săftoiu E.: *Betonul în arhitectură.* Editura Tehnică, Bucureşti, 1964

[2] Beleş A., Soare M.: *Paraboloidul eliptic şi hiperbolic în construcţii.* Edit. Academiei, 1964.

[3] Niculin N., Keintzel E.: *Acoperiş din paraboloizi hiperbolici la centrul de cartier Steagul Roşu-Braşov.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 11, 1966.

[4] Gerard F. A.: *The analysis of hyperbolic paraboloid shell roofs.* Transactions of the EIC, nr. 1, 1959.

[5] Brebbia C. A.: *Umbrella hyperbolic paraboloid shells.* Congresul IASS, Mexic, 1967.

[6] Mirza I.: *Stresses and deformations in umbrella shells.* Journal of the Structural Division, ST 2, 1967.

[7] Mirza I.: *Analysis of post-tensioned hyperbolic parboloid shell roofs.* Journal of Prestressed Concrete Institute, 1967.

[8] Soare M.: *Zur numerischen Behandlung von Hyparschalen nach der Biegetheorie.* Mécanique appliquée, nr. 1, 1965.

[9] Giroux Y. M.: *Finite difference method for multiple shells with edge members.* Congres IASS, Mexic, 1967.

[10] Rowe R. E.: *Test on four types of hyperbolic shells.* Simposion IASS, Delft, 1961.

[11] Yu C. W., Kriz L. B.: *Test of hyperbolic paraboloid reinforced concrete shells.* World conference on shell structures, San Francisco, 1962.

[12] Gioncu V.: *Comportarea şi calculul cupolelor rezemate pe arce cu tiranţi.* Teză de doctorat, Timişoara, 1971.

[13] Fischer L.: *Theorie und Praxis der Schalenkonstruktionen.* Ed. Wilhelm Ernest und Sohn, Berlin — München 1967.

[14] Robinson I. R.: *Effort tranchant — torsion.* Rapport introductif. Bulletin d'information CEB, nr. 71.

PANOURILE MARI CERAMICE PENTRU PEREȚI

Cercetări pentru aplicarea lor în construcții

Conf. ing. **VLAD BOGHIAN**, Institutul politehnic Iași;
Ing. **D. DIACONU**, Filiala INCERC Iași;
Ing. **SILVIA COVALI**, Filiala INCERC Iași;
Ing. **LUIZA TANASACHI**, Filiala INCERC Iași;
Ing. **V. JERGHIUȚĂ**, Institutul politehnic Iași

Execuția, în continuare, a pereților de zidărie de cărămidă prin procedee tradiționale, mai ales pe șantierele mari, începe să prezinte o notă discordantă în raport cu condițiile generale actuale ale industrializării construcțiilor. Pereții de zidărie de cărămidă, pe lîngă volumul ridicat de manoperă, implică procese umede de durată, pierderi mari de material, transporturi voluminoase, greutate mare a construcțiilor etc.

Pe de altă parte, materialele ceramice de tipul cărămizii nu pot fi excluse din construcții; ele conferă elementelor de închidere ale clădirilor (pereți și planșee) calități de necontestat în ceea ce privește confortul hidrotermic și fonic, stabilitate la acțiunea agenților climatici, durabilitate etc.

La aceasta se mai adaugă și existența unei puternice baze de producție pentru astfel de materiale.

Într-o serie de țări, cum ar fi Franța ([1], [2]), Italia etc., alături de producția curentă de cărămizi, se realizează un larg sortiment de corpuri ceramice de format mare, cu pereți subțiri și volum ridicat de goluri, pentru pereți și planșee.

În Franța, spre exemplu, producția de corpuri ceramice cu goluri mari reprezintă actualmente circa 62% din producția totală de cărămizi și țigle [3].

Prin procedeele Costamagna [5] și Fiorio [6], care au depășit granițele Franței, s-a reușit a se demonstra la scară industrială că execuția pereților din corpuri ceramice poate fi industrializată în aceleași condiții ca și execuția pereților din panouri de beton armat. Numai după procedeul Costamagna s-au construit în Franța, pînă în anul 1968, circa 53 500 apartamente.

Panourile ceramice pentru pereți își găsesc aplicare la clădirile de locuit, cît și la clădirile social-culturale și comerciale ca: școli, spitale, magazine etc. [4]. Ele pot fi aplicate, de asemenea, la construcții industriale și la construcții zootehnice de tip industrial.

Trecerea la o astfel de producție implică o serie de măsuri speciale în ceea ce privește alegerea, dozarea și prelucrarea materiei prime, fasonarea, uscarea și arderea produselor.

Totodată, în funcție de condițiile climatice ale regiunilor în care se aplică, corpurile ceramice trebuie astfel realizate în ceea ce privește forma, mărimea și distribuția golurilor ([7], [8]), încît să asigure în paralel caracteristici termoizolante optime [9], cu rezistențe maxime [10].

Utilizarea panourilor mari ceramice pentru pereții portanți în zone seismice impune unele condiții speciale în ceea ce privește structura lor, îmbinările cît și conformarea antiseismică însăși a clădirilor.

În sfîrșit, introducerea și extinderea în practică a panourilor ceramice sînt determinate de tehnologia de confecționare a acestora; ele pot cîștiga numai în condițiile unui consum acceptabil de manoperă.

Rezolvarea tuturor acestor probleme necesită eforturi susținute din partea cercetării și o strînsă colaborare între tehnologii ceramiști, proiectanții de structuri și tehnologii constructori.

În cele ce urmează se prezintă rezultatele unor cercetări efectuate în colaborare la INCERC Filiala Iași, Institutul politehnic Iași și I. C. M. C. București, cu sprijinul Ministerului Industriei Materialelor de Construcții (Direcția generală a industriei ceramice) și a Secției de industrie locală a municipiului Iași, privind posibilitatea realizării și aplicării în țara noastră a panourilor mari ceramice pentru pereți.

1. *Tipuri de corpuri ceramice realizate*

Pentru început s-au realizat două tipuri de corpuri ceramice, din care primul cu goluri în fagure (fig. 1), proiectat la I.C.M.C. și INCERC București, iar al doilea, cu fante înguste (fig. 2), proiectat la Filiala INCERC și Facultatea de construcții Iași.

Corpul ceramic cu goluri în fagure s-a realizat la Fabrica Ciurea Iași, iar corpul ceramic cu fante înguste s-a realizat în paralel la Fabrica de cărămizi Holboca Iași și la Fabrica de cărămizi și țigle „Hercules" Tîrnăveni.

Ambele tipuri de corpuri ceramice s-au fabricat cu asistența tehnică a I.C.M.C. București.

Caracteristicile geometrice și fizico-mecanice ale acestor corpuri ceramice se prezintă în tabela 1.

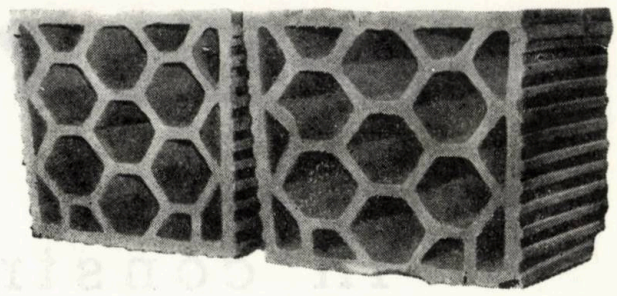


Fig. 1 – Corp ceramic cu goluri în fagure

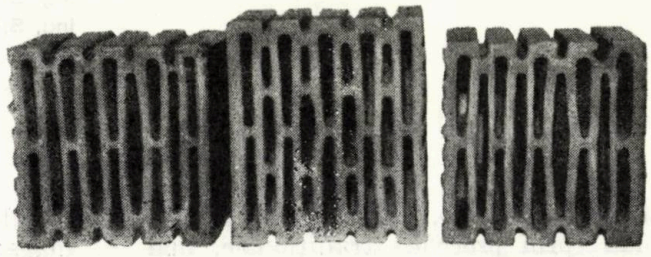


Fig. 2 – Corp ceramic cu fante înguste

La corpurile ceramice cu goluri în fagure, fasonate la presă fără vacuum, din argilă macerată prin îngheț-dezgheț repetat, s-au obținut rezistențe la compresiune de pînă la 378 kgf/cm² pe secțiunea netă.

La tipul al doilea de corp ceramic, cu fante înguste, fasonat la presă cu vacuum, dar numai de 600 mm, din argilă curent utilizată în procesul de fabricație, fără o macerare prealabilă, rezistențele la compresiune au ajuns pînă la 260 kgf/cm² secțiune netă.

Rezistențele minime de rupere la compresiune, în cazul corpurilor ceramice cu goluri în fagure, au fost de circa 70% din rezistența maximă, iar în cazul corpurilor ceramice cu fante înguste au fost de circa 40% din rezistența maximă înregistrată.

Rezistența la fisurare este foarte apropiată de rezistența la rupere, iar cedarea are loc casant prin fragmentarea, în direcția golurilor, a corpurilor ceramice. La corpurile ceramice cu fante înguste apar fenomenele de rupere prin clivaj a pereților exteriori, ceea ce poate explica în parte rezistența mai scăzută a acestora în raport cu rezistența corpurilor ceramice cu goluri în fagure.

Împrăștierea mare a rezultatelor privind rezistența de rupere la compresiune se datorește faptului că, la alegerea corpurilor ceramice pentru încercări, s-a admis un anumit procent și grad de fisurare a corpurilor ceramice.

Este de așteptat ca, în anumite condiții de macerare a argilei, prin prelucrarea acesteia la o finețe mai mare și prin fasonare la prese cu vacuum de 800—900 mm, să se obțină corpuri ceramice cu caracteristici mecanice superioare celor obținute în primele experimentări.

Tabela 1

Caracteristicile corpurilor ceramice realizate

Nr. crt.	Tipul corpului ceramic	Dimensiunile corpului (cm)	Volumul de goluri (%)	Greutate corpuri (kg/buc.)	Rezistența la compresiune a corpurilor ceramice (kgf/cm²) raportată la:			
					secț. totală		secț. netă	
					la fisurare	la rupere	la fisurare	la rupere
1.	Cu goluri în fagure	28(26) × 24,5 × 19	55	9,6	—	146...208	—	264...378
2.	Cu fante înguste	27 × 23 × 20	38	11,5	—	64...156	—	95...260
3.	Cu fante înguste	24 × 23 × 20	38	10,5	40,5..90,5	59...98,7	80...155	97...160

2. *Mortare de granulit pentru panouri mari ceramice*

În ipoteza unor panouri ceramice monostrat, pentru pereți exteriori la clădiri cu P + 4, cu caracteristici termoizolante echivalente celor ale pereților exteriori din cărămizi normale, cu grosimea de 1 1/2 c și, ținînd seama de caracteristicile termoizolante ale corpurilor ceramice realizate, rezistența la compresiune a mortarului de legătură între corpurile ceramice trebuie să fie de minimum 150 kgf/cm², iar greutatea specifică aparentă sub 1600 kgf pe cm². Este necesar deci un mortar relativ ușor, deosebit de cel realizat cu agregate de rîu.

Cercetările efectuate în acest scop pe mortare cu granulit fabricat la stația pilot Buftea a M.I.M.C., din argile de Iași, cu ciment P 400 și RIM, în diferite dozaje au dus la rezultatele prezentate în tabela 2.

Utilizînd nisip de granulit, cu granulația 0—7 mm, continuă, cu dozaj de ciment P 400 sau RIM, de 400 kg/m³, se pot obține mortare cu rezistențe la compresiune de pînă la 248 kgf pe cm², cu greutate specifică aparentă sub 1600 kg/m³.

Mortarele astfel realizate sînt suficient de compacte pentru a proteja armătura de oțel din panouri contra coroziunii și au o aderență la oțelul-beton (cu Ø 8 mm și cu Ø 10 mm) de peste 25 kgf/cm².

Pentru încărcări de pînă la 100 kgf/cm², mortarul prezintă deformații aproape elastice (fig. 3). Modulul de elasticitate al acestor mortare, pentru încărcări de pînă la 30% din

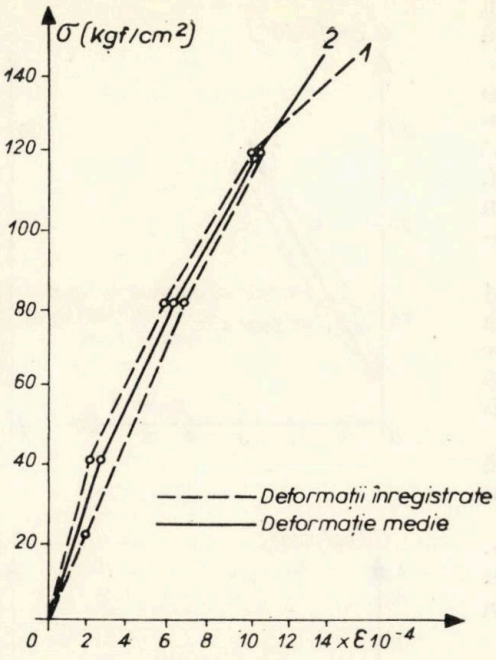


Fig. 3 — Curbe eforturi-deformații la mortar de granulit cu dozaj 400 kg/m³ ciment RIM (epruveta 3)

încărcarea de rupere, ajunge la 119 500 kgf/cm², iar contracția din întărire și din uscare, la vîrsta de 28 zile de la turnare, reprezintă 0,22—0,23 mm/m; la 60 zile, 0,29 mm/m, iar la 90 zile se observă o tendință de stabilizare aproape totală [11].

3. *Caracteristicile mecanice ale zidăriei din corpuri ceramice cu fante înguste*

Proiectarea panourilor din corpuri mari ceramice necesită cunoașterea caracteristicilor mecanice ale zidăriei realizate din astfel de corpuri ceramice, și anume:

— rezistența de rupere la compresiune și la apariția primelor fisuri din compresiune;

— caracterul și mărimea deformațiilor;

— rezistența de rupere la forfecare după rosturile verticale și orizontale ale zidăriei.

Cercetările privind comportarea la compresiune s-au efectuat pe stîlpișori din corpuri ceramice cu fante înguste, cu dimensiunile de 68 × 28 × × 26 cm, în total 22 buc., cîte 2—5 buc. pentru fiecare determinare.

Comportarea la forfecare după rosturile verticale s-a studiat pe elemente cu dimensiunile de 80 × 20 × 26 cm (în total 10 buc.), iar comportarea la forfecare după rosturile orizontale s-a studiat pe elemente cu dimensiunile de 68 × 28 × × 26 cm.

Mortarele de legătură s-au aplicat în mai multe rețete, pentru a se putea aprecia influența granulației agregatului și a dozajului de ciment asupra caracteristicilor mecanice ale zidăriei.

Elementele experimentale s-au confecționat în tipare, după tehnologia preconizată a fi aplicată la confecționarea panourilor mari ceramice, cu următoarea succesiune a operațiilor: turnarea și nivelarea grosieră a unui strat de mortar cu grosimea de 1,5 cm; așezarea corpurilor ceramice, după o imersare timp de 30 minute în apă pentru evitarea absorbției apei din mortar; turnarea și vibrarea, cu un vibrator de suprafață, a mortarului de legătură între corpuri; completarea mortarului și finisarea prin drișcuire a elementelor.

Elementele astfel formate s-au întărit în aer liber la tempera-

Tabela 2

Caracteristicile mortarelor din granulit studiate

Nr. crt.	Componenții mortarului				$\frac{a}{c}$	Caracteristici				
	Granulit 0/7 mm (kg/m³)	Ciment		Apă (l/m³)		Densitate aparentă (kg/m³)	Rezistența la compresiune $\sigma_{rc\ 28}$ (kgf/cm²)	Rezistența la tracțiune din încovoiere σ_{rti} (kgf/cm²)	Aderența la armătură τ_{ad} (kgf/cm²)	Modulul de elasticitate la compresiune $E_{30\%}$ (kgf/cm²)
		Tipul	Dozaj (kg/m³)							
1.	880	P400	394	328	0,83	1535	193	35	—	—
2.	885	P400	500	380	0,76	1598	240	45	—	—
3.	940	RIM	350	340	0,97	1515	165	48	—	116.000
4.	900	RIM	400	330	0,82	1525	248	55	26	119.500
5.	935	RIM	425	324	0,76	1548	286	—	34,3	—
6.	900	RIM	470	355	0,75	1576	306	60	44,9	125.000

turi de 20 ... 27°C şi s-au decofrat la 48 de ore după turnare.

Stîlpişorii s-au încercat la compresiune centrică cu ajutorul unui cadru metalic prevăzut cu o presă hidraulică de 100 tf, încărcarea fiind aplicată în trepte de 0,10—0,15 din încărcarea de rupere.

Deformaţiile s-au înregistrat cu comparatoare cu precizia de 0,01 mm şi baza de măsurare de 40 cm, montate cîte două pe feţele laterale ale stîlpişorilor.

Rezistenţa la forfecare după rosturi s-a determinat la o presă Mohr — Federhaft.

Rezultatele privind comportarea stîlpişorilor la încărcări verticale sînt prezentate în tabela 3.

La zidăria cu mortar de granulit cu granulaţia 0 — 7 mm s-au obţinut rezistenţe de rupere la compresiune de pînă la 34,8 kgf/cm², în cazul dozajului de ciment de 300 kg/m³, şi de pînă la 40,6 kgf/cm², în cazul dozajului de ciment de 400 kg/m³.

În cazul zidăriei cu mortar de granulit cu granulaţia 0—5 mm şi dozaj de ciment de 400 kg/m³ s-au obţinut rezistenţe pînă la 61,5 kgf/cm².

La zidăria cu mortar de granulit cu dozaj de ciment de 500 kg/m³, nu se obţin sporuri de rezistenţă care să justifice surplusul de consum de ciment în raport cu dozajul de 400 kg/m³.

Utilizarea mortarelor de granulit cu adaos de 25% nisip de rîu (raportat la greutatea totală a agregatului) duce la rezistenţe de rupere la compresiune de pînă la 76,0 kgf/cm²; în acelaşi timp însă, creşte şi greutatea specifică aparentă a zidăriei, ceea ce îi afectează negativ capacitatea sa termoizolantă.

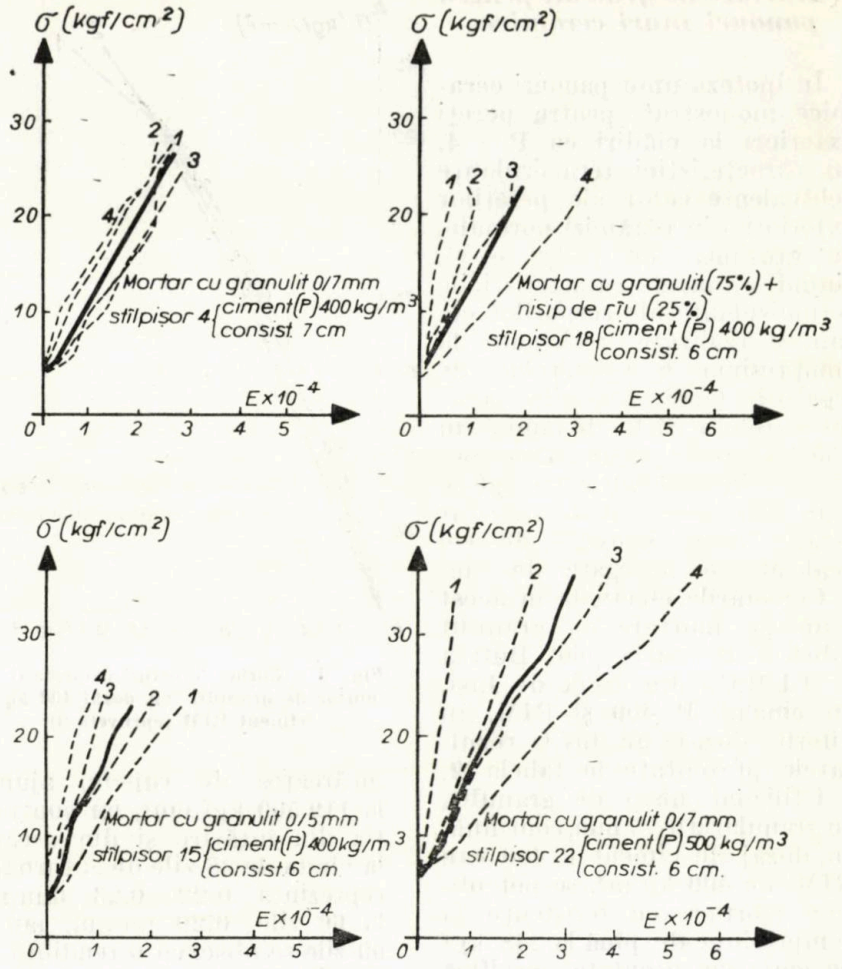


Fig. 4 — Diagrame eforturi — deformaţii la zidăria vibrată din bloeuri mari ceramice cu fante înguste

NOTĂ. În diagramele de mai sus, în loc de E × 10⁻⁴ se va citi ε × 10⁻⁴

Primele fisuri apar la încărcări variind între 50 şi 70% din încărcarea de rupere. Fisurile se dezvoltă pe verticală, în mod obişnuit pe feţele laterale ale corpurilor ceramice.

Alura diagramelor σ — ε (fig. 4) arată o comportare

Tabela 3

Caracteristicile mecanice ale zidăriei din corpuri ceramice cu fante înguste

Compoziţia mortarului			$\frac{a}{c}$	ρ_{sa} (kg/m³)	Rezistenţa la compresiune		Modulul de elasticitate la compres. E_o (kgf/cm²)
granulit		ciment P-400			la fisurare	la rupere	
sort (mm)	(kg/m³)	(kg/m³)			$\sigma_{r\ fis}$ (kgf/cm²)	σ_{rc} (kgf/cm²)	
0/7	940	300	1,1	1280	23,7...31,1	33,9..34,8	56000—77000
0/7	900	400	0,92	1275	26,8...33,8	37,0..40,6	84000—88000
0/5	950	400	0,85	1365	23,7..24,0	40,7..61,5	107000—128000
0/7	900	500	0,7	1340	37,4	50,6	134000
0/7*	840	400	0,85	1440	24,4	36,7..52,0	89000—146000
0/7**	730	400	0,80	1470	24,3..26,4	49,4..76,0	114000 ... 119000

* Cu adaos de 100 kg/m³ nisip de rîu.
** Cu adaos de 220 kg/m³ nisip de rîu.

aproape elastică a zidăriei pînă la apariţia primelor fisuri. Modulul de elasticitate E_0 al zidăriei variază cu granulaţia agregatului şi cu dozajul de ciment. Pentru zidăria cu mortar de granulit cu granulaţia 0—5 mm s-au obţinut moduli de elasticitate între 107 000 kgf/cm² şi 128 000 kgf/cm².

Deformaţiile maxime înregistrate la stîlpişori, în momentul apariţiei primelor fisuri, au fost cuprinse între 3.10^{-4}... ...4.10^{-4} cm, rezultînd că pe înălţimea totală a unui panou pot apărea deformaţii de $1{,}2.10^{-3}$ ...$1{,}6.10^{-3}$ cm.

Pentru rezistenţa la forfecare în lungul rosturilor verticale s-au obţinut valori între 4,6 kgf/cm² şi 16,5 kgf/cm², în timp ce rezistenţa de rupere la forfecare după rosturile orizontale prezintă valori între 11,0 kgf/cm² şi 11,8 kgf/cm², în cazul dozajului de 400 kg/m³, şi de 13,4 kgf/cm² în cazul mortarului cu dozaj de 500 kgf/m³.

Se poate aprecia că zidăria din corpuri ceramice cu fante înguste, cu mortar de granulit cu granulaţia 0—5 mm şi cu dozaj de ciment de 400 kg/m³, satisface în cea mai mare măsură atît cerinţele de rezistenţă, cît şi cele de izolare termică.

4. *Capacitatea portantă a panourilor ceramice la încărcări verticale*

Cercetările s-au efectuat pe elemente sub următoarele forme :

— fişii de panou cu înălţimea de 261 cm, lăţimi variind între 82 cm şi 83,5 cm şi grosimi variind între 22,7 cm şi 26 cm;

— fişii buiandrug, cu dimensiunile de 316 × 29,5 × 26 cm şi 306 × 51 × 26 cm;

— panou prototip, cu gol de fereastră, cu dimensiunile de 307 × 261 × 26 cm.

Elementele experimentale s-au realizat din corpuri ceramice cu fante înguste, mortar de granulit cu granulaţia 0—7 mm şi ciment RIM în dozaj de 400 kg/m³, avînd la vîrsta de 28 de zile caracteristicile : $\sigma_{rc} = 248$ kgf/cm² ; $\sigma_{rti} = 55$ kgf/cm² şi $E_0 = 122\,000$ kgf/cm².

Armarea acestor elemente s-a realizat cu plase de oţel-beton dispuse în rosturile zidăriei, similar armării panoului prototip (fig. 5). Astfel, fişiile verticale s-au armat cu plase tip I şi tip V, iar fişiile buiandrug au fost armate cu plase tip IV şi prevăzute cu etrieri.

Tehnologia de confecţionare a fişiilor şi panourilor prototip a decurs în următoarea succesiune : turnarea şi nivelarea unui strat de mortar cu grosimea de 1,5—2 cm; pozarea corpurilor ceramice (fig. 6); pozarea carcasei de oţel-beton pentru armarea panoului; turnarea mortarului de legătură şi pentru tencuială şi vibrarea cu un vibrator de suprafaţă; completarea mortarului pentru tencuială, drişcuirea cu ajutorul unei rigle vibrante şi finisarea panoului.

Fişiile s-au încercat cu ajutorul unui cadru metalic, prin acţionare cu două prese hidraulice de cîte 70 tf, în trepte de încărcare de cîte 10,16 tf aplicate la intervale de 10 minute.

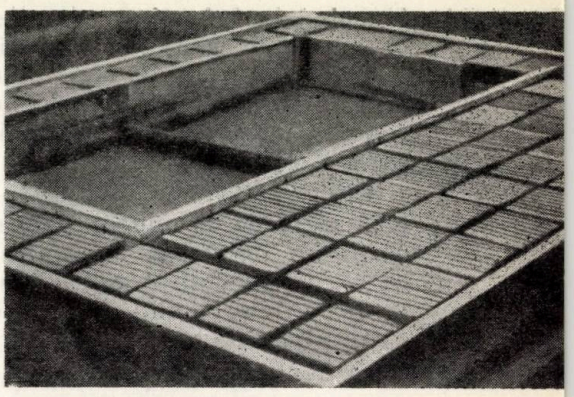


Fig. 6 — Aşezarea corpurilor ceramice în tipare

Deformaţiile s-au înregistrat cu comparatoare cu precizia de 0,01 mm, cu baza de măsurare de 225 cm, montate cîte două pe feţele laterale ale fişiilor. Patru fişii au fost acţionate centric, iar una excentric.

Primele fisuri au apărut după rosturile verticale, la încărcări

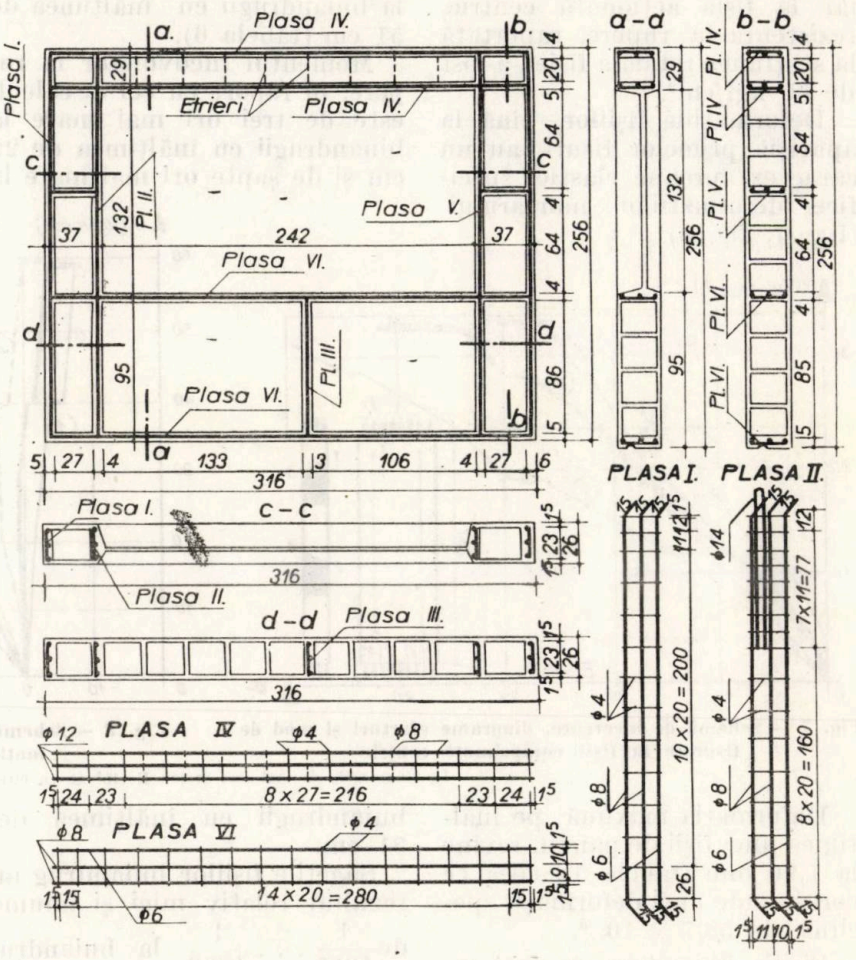


Fig. 5 — Detalii de armare a panourilor mari ceramice

începînd cu 73% din încărcarea de rupere, în cazul compresiunii centrice, şi la o încărcare de circa 50% din încărcarea de rupere, în cazul compresiunii excentrice.

Ruperea fîşiilor s-a produs prin rosturile de mortar şi prin corpurile ceramice, constatîndu-se, în general, o bună aderenţă a mortarului la feţele corpurilor ceramice.

mate, cu deschiderea de 2,40 m (fig. 9), prin încărcare cu două prese hidraulice aplicate la treimile deschiderii, în trepte de cîte 550 kgf.

Deformaţiile s-au înregistrat cu comparatoare cu precizia de 0,01 mm.

Faţă de momentul încovoietor de calcul de 1,0 tm rezultat din încărcările de exploatare, momentul încovoietor la

şi $\frac{1}{3000} \cdots \frac{1}{4900}$ la fîşiile buiandrug cu înălţimea de 51 cm.

Primele fisuri au apărut prin mortarul de legătură între corpurile ceramice, iar ruperea s-a produs prin mortar şi corpurile ceramice, după plane la 45°, denotînd o cedare la eforturi principale.

Panoul prototip (fig. 10) cu una din feţe în ceramică apa-

Capacitatea portantă a fîşiilor de panou din corpuri ceramice, cu fante înguste, la încărcări verticale *Tabela 4*

Nr. fîşiei	Secţiunea fîşiei		Excentricitatea aplicării încărcării (cm)	Încărcarea fîşiei (tf)		$\frac{N_{fis}}{N_r}$ (%)	Rezistenţa fîşiei (kgf/cm²)	
	Lăţime (cm)	Grosime (cm)		la fisurare (N_{fis})	la rupere (N_r)		la fisurare	la rupere
1	82,8	26,0	—	71,1	81,3	88	33,11	37,84
2	82,0	25,5	—	50,8	60,0	83	24,30	29,16
3	83,0	24,5	—	40,6	55,4	73	20,0	27,5
4	83,5	24,7	—	60,96	71,0	86	29,58	34,50
5	82,0	25,5	9	61,0	120,0	50,8	29,2	60,0

Rezistenţa la rupere a fîşiilor supuse la compresiune centrică a variat în limitele 27,5 kgf/cm² ...37,84 kgf/cm² (tabela 4), iar la fîşia acţionată centric, rezistenţa la rupere, raportată la secţiunea totală a fîşiei, a fost de 60 kgf/cm².

Deformaţiile fîşiilor, pînă la apariţia primelor fisuri, au un caracter aproape elastic, specifice deformaţiilor mortarului (fig. 7, fig. 8).

apariţia primelor fisuri a fost de 1,22 tm... 1,31 tm, la buiandrugii cu înălţimea de 29 cm şi de 2,22 tm...2,67 tm la buiandrugii cu înălţimea de 51 cm (tabela 6).

Momentul încovoietor la rupere, în raport cu cel de calcul, este de trei ori mai mare la biuandrugii cu înălţimea de 29 cm şi de şapte ori mai mare la

rentă s-a încercat după schema din fig. 11, folosindu-se două cadre metalice portal şi prese hidraulice de cîte 70 tf. Deformaţiile s-au înregistrat cu comparatoare cu precizie de 0,01 mm, cu baza de măsurare 140 cm.

Primele fisuri au apărut prin rosturile de mortar la un efort unitar de compresiune de

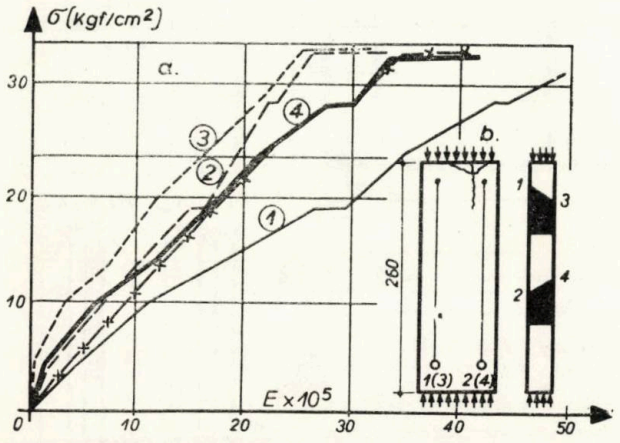


Fig. 7 – Schemă de încercare, diagrame eforturi şi mod de fisurare la fîşii comprimate centric

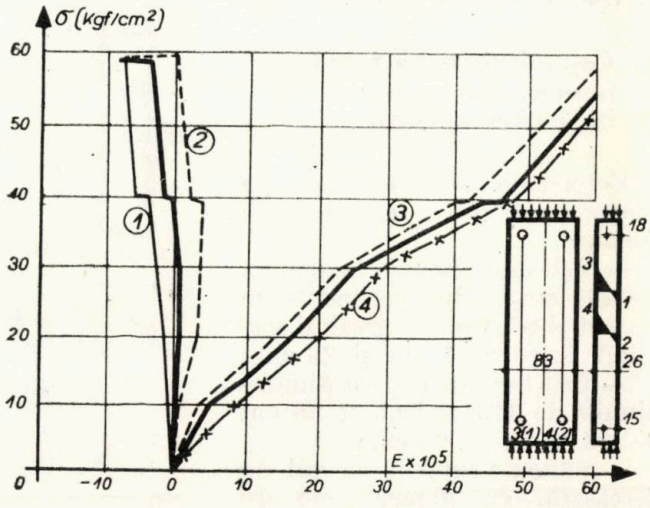


Fig. 8 – Schemă de încărcare, diagrame eforturi – deformaţii la fîşii comprimate excentric

În diagramele de mai sus, în loc $E \times 10^5$ se va citi $\varepsilon \times 10^5$

Deformaţia maximă, pe înălţimea unei fîşii de panou, revine la 1,90 mm (tabela 5), ceea ce corespunde unei deformaţii specifice de $58,7 \times 10^{-5}$.

Fîşiile buiandrug au fost încercate, ca grinzi simplu rezebuiandrugii cu înălţimea de 51 cm.

Săgeţile fîşiilor buiandrug au rezultat relativ mici şi anume de $\frac{1}{1065} \cdots \frac{1}{1800}$ la buiandrugii cu înălţime de 29 cm,

43,5 kgf/cm², iar la efortul de 52 kgf/cm² au apărut fisuri şi prin corpurile ceramice.

Deformaţiile specifice înregistrate pînă la un efort unitar de compresiune de 31,9 kgf/cm²

Tabela 5

Deformaţii la fîşiile de panouri din corpuri ceramice cu fante înguste

Nr. fîşiei	Deformaţii pe lungimea bazei lor de măsurare (mm) 1	2	3	4	Media (mm)	Deformaţii pe înălţimea totală a fîşiei (mm)	Deformaţii specifice medii $\times 10^{-5}$
1	1,13	0,01	0,70	1,01	0,90	1,31	40,10
2	0,34	0,22	0,94	0,78	0,50	0,73	22,8
3	1,01	1,20	0,60	0,75	0,89	1,30	40,0
4	0,77	—	2,02	1,67	1,32	1,90	58,7
5	−0,22	−0,15	1,50	1,29	−0,18	−0,26	− 8,30
					1,39	2,03	62,7

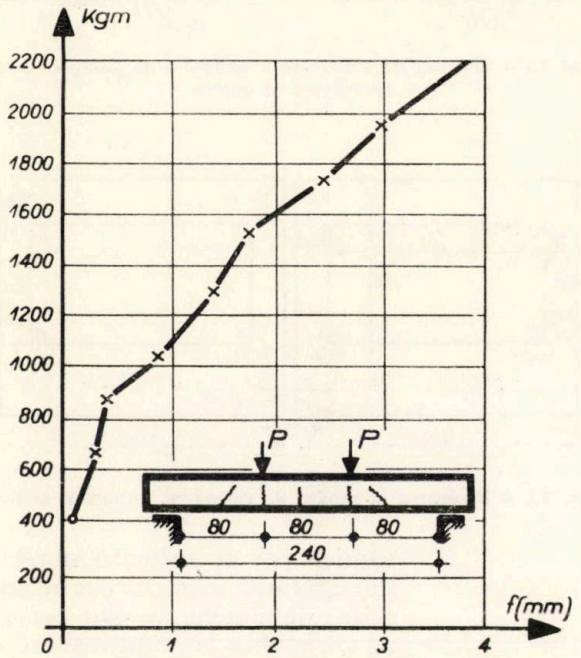


Fig. 9 — Variaţia săgeţii cu momentul încovoietor la buiandrugul ceramic cu înălţimea de 30 cm

Tabela 6

Capacitatea portantă a fîşiilor buiandrug din corpuri ceramice cu fante înguste

Nr. fîşiei	Înălţimea fîşiei (cm)	Încărcarea la rupere $P + P$ (tf)	Momente încovoietoare (tm) la fisurare (M_{fis})	la rupere (M_r)	$\frac{M_{fis}}{M_r}$ (%)	Săgeata la fisurare f_{fis} (mm)	$\frac{f_{fis}}{l}$
1	29,0	7,8	1,22	3,10	39,5	2,25	1/1065
2	30,5	6,67	1,31	2,67	49,0	1,33	1/1800
3	30,0	8,60	0,57	3,43	16,6	—	—
4	51,0	17,70	2,22	7,10	31,1	0,80	1/3000
5	52,5	18,40	2,67	7,35	36	0,49	1/4900

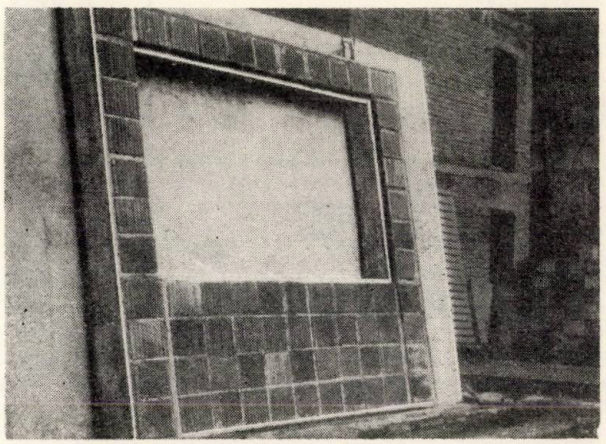


Fig. 10 — Panou prototip cu gol de fereastră, cu una din feţe în ceramică aparentă

au avut valori între $19{,}3.10^{-5}$ şi 51.10^{-5}.

Rezultatele relativ mai bune privind rezistenţele la fisurare şi de rupere la compresiune obţinute la panoul prototip, comparativ cu rezultatele obţinute la stîlpişori şi la fîşiile de panou, se explică prin efectul armăturii din nervurile verticale şi orizontale ale panoului.

5. *Capacitatea portantă a panourilor ceramice la încărcări orizontale*

Cercetările s-au efectuat pe cinci panouri cu dimensiunile de 307 × 261 × 26 cm, din corpuri ceramice cu goluri în faguri, armate cu plase de oţel-beton (fig. 5). Mortarul din granulit, cu granulaţia 0—7 mm, a avut la 28 de zile o rezistenţă la compresiune de 296 kgf/cm². Panourile au fost comprimate după diagonală cu un dispozitiv metalic (fig. 12), prevăzut cu o presă hidraulică, creînd astfel o componentă orizontală după schema indicată în fig. 13.

Deformaţiile după direcţia diagonalei panoului şi a golului de fereastră s-au măsurat cu fire inextensibile şi cu comparatoare cu precizia de 0,01 mm.

Primele fisuri (fig. 14) au apărut la încărcări orizontale de 2,65 tf...6,25 tf (tabela 7), iar încărcările au variat în limitele 6,4 tf...16,0 tf.

Panourile prezintă o rigiditate destul de mare în planul lor, deformaţia unghiulară $\gamma = \delta/H$ avînd valori între 1/15500 şi 1/7750.

6. *Concluzii*

Faptul că s-au obţinut corpuri ceramice cu rezistenţe la compresiune de peste 300 kgf pe cm² secţiune netă demonstrează că în ţara noastră există argile care, prin calităţile lor, pot asigura fabricarea unor produse adecvate pentru confecţionarea panourilor ceramice.

Pentru a ridica capacitatea termoizolantă a panourilor ce-

Tabela 7

Capacitatea portantă a panourilor din corpuri ceramice la încărcări orizontale

Nr. panoului	Componenta după orizontală a încărcării (tf)		N_{fis}	Deformaţiile panourilor în stadiul de fisurare		
	la fisurare (N_{fis})	la rupere (N_r)	$\frac{N_{fis}}{N_r}$ (%)	Deplasarea părţii superioare a panoului (mm)	$\gamma = \frac{\delta}{H}$	Coeficientul de deformabilitate $D = \delta / H_{fis}$
1	3,4	6,4	53	0,24	1/11000	0,070
2	2,65	8,85	30	0,17	1/15500	0,064
3	3,56	7,10	50	0,27	1/9750	0,075
4	6,15	13,70	45	0,34	1/7750	0,054
5	6,25	16,0	39	0,30	1/1865	0,048

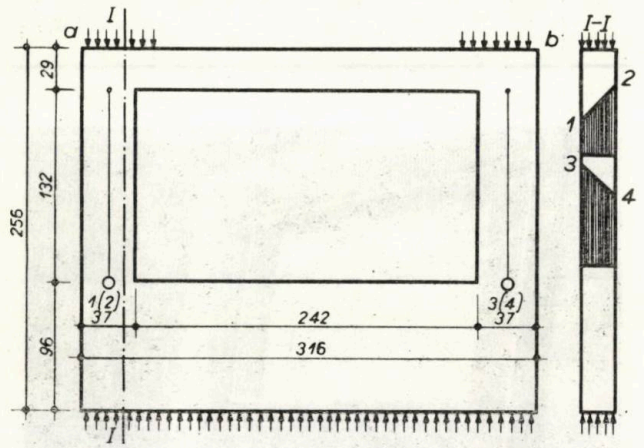


Fig. 11 – Schema de încercare a panoului cu gol de fereastră la încărcări verticale : a. elevaţie panou ; b. secţiune şi variaţia deformaţiilor pe grosimea panoului ; 1 (2), 3(4) – comparatoare

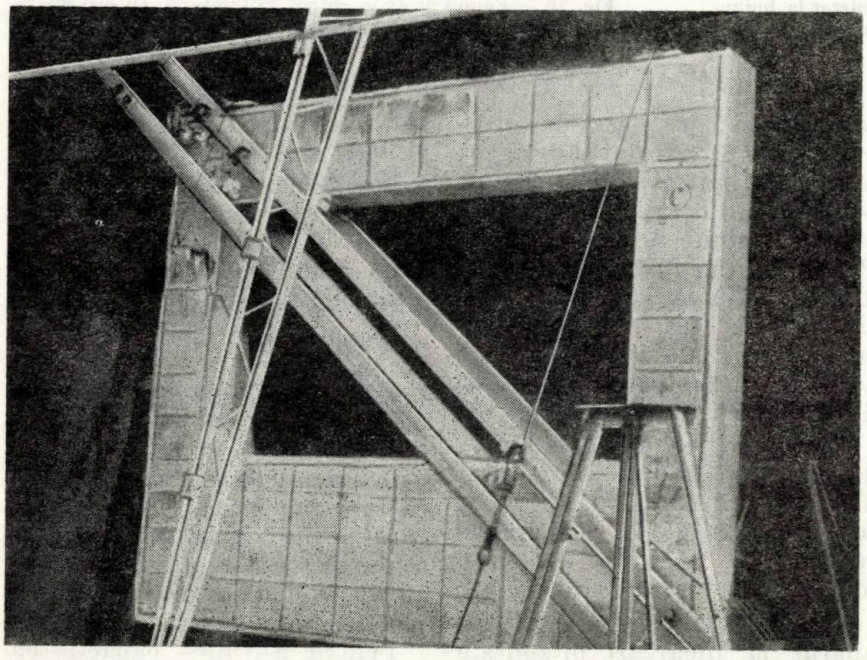


Fig. 12 – Dispozitiv de încărcare a panourilor după diagonală

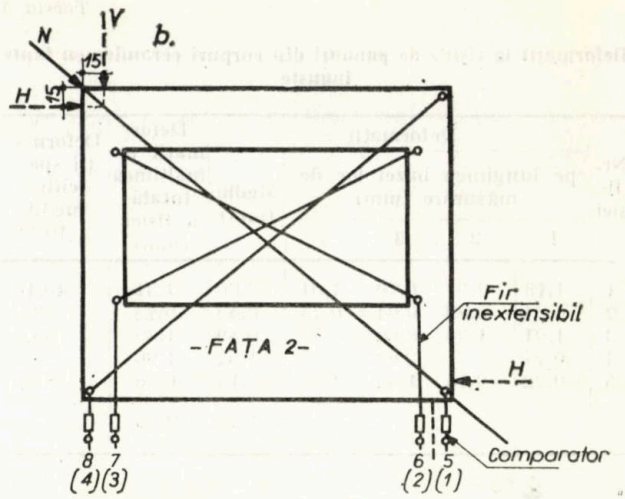


Fig. 13 – Schema de solicitare a panoului şi poziţia comparatoarelor şi corzilor

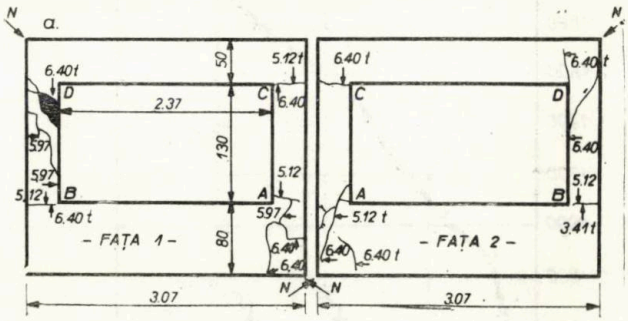


Fig. 14 – Fisurarea şi modul de cedare al panoului ceramic

ramice pot fi aplicate mortare din granulit care, în cazul unui dozaj de ciment de 400 kgf/m³, au rezistenţă la compresiune de peste 250 kgf/cm², aderă bine la armătură, au deformaţii acceptabile şi densitate aparentă sub 1600 kg/m³.

Indicii de rezistenţă la compresiune ai zidăriei din corpuri ceramice prezintă împrăştieri mari, specifice zidăriei obişnuite din cărămizi. În cazul folosirii unui mortar de granulit cu dozaj de ciment de 400 kg/m³, pe stîlpişori se obţin rezistenţe de 40...60 kgf/cm² ; pe fîşii, 27,5...37 kgf/cm², iar pe panou, 52 kgf/cm². Rezistenţa la fisurare este limitată, însă, la 20... 33 kgf/cm².

În aceste condiţii, criteriul de bază în aprecierea capacităţii portante a panourilor îl prezintă limita de fisurare.

Panourile ceramice studiate, ţinînd seama de proprietăţile lor mecanice, pot fi luate în consideraţie pentru pereţi exte-

riori la clădiri cu parter și două etaje și pentru pereți autoportanți la clădiri cu P + 4 cu structură din beton realizată în cofraje plane.

Depășirea limitelor de rezistență, menționate mai sus, pentru corpurile ceramice și pentru panouri, nu poate fi realizată decît printr-o tehnologie superioară de fabricare a corpurilor ceramice și prin alegerea acestora conform unor cerințe severe de calitate.

BIBLIOGRAFIE

[1] Leonard L. : *La céramique dans l'industrialisation du bâtiment.* L'industrie céramique, mars 1970, No. 627, p. 223—227.

[2] Peroneille R. : *Evolution de la terre cuite dans l'industrialisation du bâtiment.* Construction, no. 3, 1965, p. 97—100.

[3] * * * *Agrément des matériaux nouveaux et des procédés nontraditionnels de construction.* Décision no. 2748 Cahiers du CSTB no. 95 F 12 1968.

[4] * * * — *Procédés Costamagna — préfabrication par grands éléments. Principales références.* — 1968.

[5] * * * — *Les procédés Costamagna.* Construction, no. 6, 1965, p. 259—261.

[6] * * * — *Techniques industrielles de construction. Procédés Fiorio. Procédés de maçonnerie à base de terre cuite.* Construction, no. 6, 1965, p. 256—259.

[7] Lamer P. : *Bestimmung der Querschnitte von horizontal gelochten ziegeln für Decken und Wände.* Die Ziegelindustrie, no. 7/7 și 9/10, 1970.

[8] Lundina G. M., Kesleak L. L. : *Vibor optimalnoi konstrukții effectivnth keramiceskih kamnei dlea odnoslointh stenovih panelei narujnth sten.* Stroitelnie materiali, nr. 8, 1962

[9] Fokin F. K. : *O teplotehniceskih svoistvah odnoslointh Keramiceskih panelei.* Stroitelnie materiali, nr. 9, 1963.

[10] * * * — *Résistance des maçonneries en briques creuses soumises à des charges verticales.* CSTB, no. 104, Cahier 911, 1969, Paris.

[11] Boghian Vlad, Tanasachi L. : *Mortare pentru panouri mari ceramice.* Bul. Inst. Politehnic, Iași, tomul XI (XV) — fasc. 3—4 1965, p. 429—436.

[12] Boghian V., Diaconu D., Covali S., Jerghiuță V., Patelli T. : *Cercetări privind capacitatea portantă a panourilor din blocuri mari ceramice. cu gol de fereastră, la acțiunea forțelor orizontale acționînd în planul lor.* Bulet. Inst. Politehnic Iași, tomul X (XIV), fasc. 2—3, 1964, p. 373—384.

Un nou magazin universal la Pitești

Contribuții la calculul static al structurilor alcătuite din elemente masive

Ing. **ANASTASIE M. OLARU**
Institutul de proiectări județean
— Suceava —

I — INTRODUCERE

În vederea efectuării calculului static, structurile sînt reprezentate în schemele de calcul prin axele barelor ce alcătuiesc structura și care poartă denumirea generică de bare.

Pentru cadre, de exemplu, literatura de specialitate [1] prezintă schematizarea acestor structuri, în vederea stabilirii schemei de calcul, prin liniile geometrice ale elementelor care alcătuiesc structura, iar lungimile acestor elemente ce intervin în calculul deformațiilor sînt cele date pe schema de calcul a structurii. În această accepțiune, lungimea stîlpilor este luată egală cu H (fig. 1), care nu corespunde cu lungimea reală a stîlpilor h_s.

Această schematizare prezintă o suficientă precizie la calculul static al cadrelor static nedeterminate aplicate la construcții civile și la unele construcții industriale, unde dimensiunile secțiunilor transversale ale elementelor de construcție sînt reduse în raport cu mărimea deschiderilor și lungimea stîlpilor, însă pentru unele cadre static nedeterminate, aplicate la poduri sau la alte construcții robuste, unde dimensiunile secțiunilor transversale ale elementelor ce alcătuiesc structura sînt destul de mari în raport cu mărimea deschiderilor și lungimile stîlpilor, această schematizare convențională a cadrelor poate duce la un calcul static eronat, ajungîndu-se, pentru anumite solicitări, la erori destul de mari.

II—CALCULUL STATIC AL STRUCTURILOR ALCĂTUITE DIN ELEMENTE MASIVE

În vederea susținerii teoriei pe care o prezint în această lucrare, referitoare la schematizarea și calculul structurilor alcătuite din elemente rigide, cum ar fi, de exemplu, cadrele aplicate la construcția podurilor sau la alte construcții masive, propun spre studiu fig. 1 care reprezintă un fragment dintr-un cadru cu mai multe deschideri avînd stîlpii dublu încastrați, structura fiind prezentată în stare nedeformată peste care este suprapusă o stare deformată produsă de acțiunea unei forțe orizontale P. Schematizarea acestei structuri este dată de fig. 2 și este reprezentată de liniile centrelor de greutate ale elementelor care alcătuiesc structura. S-a admis această reprezentare deoarece rezultantele eforturilor interioare dintr-o secțiune normală pe axa longitudinală a unui element sînt concentrate în centrul de greutate al secțiunii, iar locul

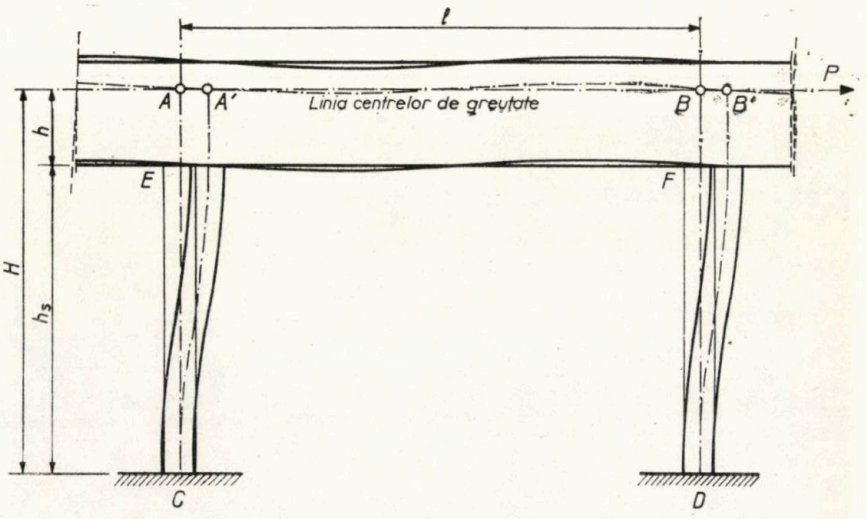


Fig. 1

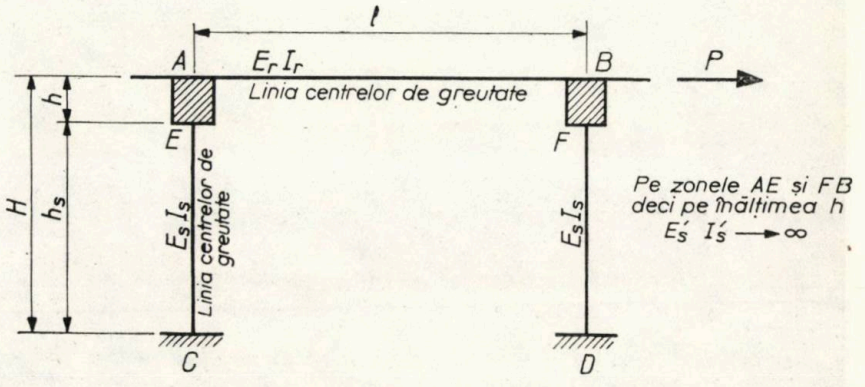


Fig. 2

geometric al tuturor punctelor în care sînt concentrate rezultatele eforturilor interioare este reprezentat de linia centrelor de greutate.

Revenind la fig. 1 și studiind deformata structurii în ipoteza că rezemarea încastrată a riglei pe stîlpi este de tipul unei rezemări înguste (lamelare), se pot desprinde următoarele două concluzii :

1 — stîlpii se deformează numai pe zona $C\ E$, respectiv $D\ F$, zone care reprezintă lungimea reală a stîlpului, notată cu h_s ;

2 — zonele $A\ E$, respectiv $B\ F$, care se găsesc cuprinse în secțiunea riglei cadrului, și ai căror moduli de rigiditate la încovoiere $E\ I$ tind practic

către infinit, nu participă la deformarea structurii.

Făcînd o comparaţie cu schematizarea convenţională dată de literatura de specialitate, unde înălţimea stîlpilor ar fi fost luată ca H (fig. 1 şi fig. 2) şi nu ca înălţimea reală a stîlpului h_s, aceasta (în cazul unor cadre cu rigla înaltă şi cu stîlpii relativ scurţi) ar fi condus la modul real de lucru al structurii. Deci, spre deosebire de schema de calcul convenţională aplicată în prezent şi al cărei domeniu de valabilitate se poate aprecia că poate fi extins numai la structurile alcătuite din elemente suple, aici lungimea teoretică de stîlp care este cuprinsă pe înălţimea riglei (pînă în centrul de greutate al acesteia) este

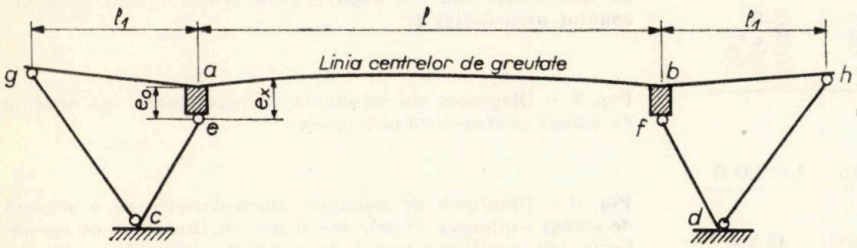


Fig. 3

un calcul static eronat prin neluarea în consideraţie a modulului real de lucru al structurii. Erorile de calcul static ce se produc în asemenea situaţii vor fi ilustrate în cele ce urmează prin intermediul unor exemple de calcul.

În [4], unde am prezentat cîteva aspecte privind calculul unui cadru de beton precomprimat cu console trase (fig. 3), pentru zonele *ae* şi *bf* (ai căror moduli de rigiditate la încovoiere $E\ I$ se consideră că tind către infinit) am folosit denumirea de *braţ infinit rigid*, denumire pe care o voi adopta şi pentru zonele *AE* şi *BF* din fig. 1 şi fig. 2.

După cum se poate vedea din fig. 3, am acceptat schematizarea cunoscută în literatura de specialitate doar pentru elementele *cg* şi *dh*, care sînt elemente cu o mare supleţe şi sînt legate în nodurile *g* şi *h* cu capetele riglelor care, de asemenea, se fac destul de subţiri.

Avînd în vedere cele enunţate anterior referitor la structurile alcătuite din elemente masive, acestea pot fi schematizate conform fig. 2 şi fig. 3, schemele de calcul fiind reprezentate de liniile centrelor de greutate ale elementelor care alcătuiesc structura, cu luarea în consideraţie a braţelor infinit rigide (notate cu h în fig. 2 şi cu e_0 în fig. 3).

Calculul static al structurilor ce se încadrează în categoria structurilor masive, de care se ocupă prezenta lucrare, se va face ţinîndu-se seama de următoarele două ipoteze:

1 — rotirea nodului se face în jurul axului ce trece prin punctul materializat de intersecţia liniilor centrelor de greutate ale elemetelor ce alcătuiesc nodul (punctele *A* şi *B* din fig. 1 şi fig. 2);

2 — braţul infinit rigid (h) realizează continuitatea stîlpului (h_s) pînă la centrul de rotire al nodului.

Ipoteza întîi, care este valabilă şi la calculul structurilor alcătuite din elemente suple, prezintă o suficientă precizie şi în cazul structurilor alcătuite din elemente masive.

Prin ipoteza a doua se defineşte continuitatea stîlpului pînă în centrul de rotire al nodului de pe schema de calcul, aceasta făcîndu-se în concordanţă cu considerată că are o rigiditate infinită la încovoiere şi poartă denumirea de *braţ infinit rigid*.

Particularităţile calculului static în metoda eforturilor

Pentru stabilirea formulelor de calcul ale deformaţiilor δ_{ik} şi Δ_{ip} de pe sistemul de bază al unei structuri alcătuite din elemente masive, se va folosi sistemul de bază din fig. 4.

Calculul unei deformaţii oarecare se va face conform expresiei Maxwell — Mohr, după cum urmează:

$$\delta_{ik} = \int_0^L m_i \cdot m_k \frac{ds}{E_{gr} \cdot I_{gr}} + \int_0^{h_s^{(1)}} m_i \cdot m_k \frac{ds}{E_s^{(1)} \cdot I_s^{(1)}} + \int_0^{h_s^{(2)}} m_i \cdot m_k \frac{ds}{E_s^{(2)} \cdot I_s^{(2)}} + \int_0^{h_1} m_i \cdot m_k \frac{ds}{E_s' \cdot I_s'} + \int_0^{h_2} m_i \cdot m_k \frac{ds}{E_s' \cdot I_s'} \quad (1)$$

Dar ultimele două integrale, care se referă la domeniul cuprins pe lungimea braţelor infinit rigide de înălţime h_1 şi h_2, devin egale cu zero, deoarece modulii de rigiditate la încovoiere ai acestora, $E_s' I_s'$, sînt consideraţi că tind practic la infinit, şi atunci formula (1) capătă forma definitivă:

$$\delta_{ik} = \int_0^L m_i \cdot m_k \frac{ds}{E_{gr} \cdot I_{gr}} + \int_0^{h_s^{(1)}} m_i \cdot m_k \frac{ds}{E_s^{(1)} \cdot I_s^{(1)}} + \int_0^{h_s^{(2)}} m_i \cdot m_k \frac{ds}{E_s^{(2)} \cdot I_s^{(2)}} \quad (2)$$

S-a neglijat, în formulele (1) şi (2), efectul produs de forţa tăietoare şi forţa axială, deoarece acestea în practică influenţează în foarte mică măsură mărimile deformaţiilor δ_{ik} şi Δ_{ip}.

III — CONCLUZII

Pentru a demonstra necesitatea adoptării unei schematizări deosebite a structurilor alcătuite din elemente masive, în vederea stabilirii schemei reale de calcul, am luat două structuri care au fost încărcate de aşa manieră încît să poată fi trase cele mai semnificative concluzii.

În prima situaţie de încărcare este prezentat un cadru solicitat de acţiunea unei scăderi uniforme de temperatură $\Delta t = -25\,°C$. Fig. 5 dă diagrama de momente încovoietoare obţinută pe schema de calcul adoptată pentru structuri masive (cu considerarea zonelor de rigiditate infinită a stîlpilor), iar fig. 6 dă diagrama de momente încovoietoare obţinută pe o schemă de calcul convenţională, conformă cu cele prevăzute în actuala literatură de specialitate (neglijînd zonele de rigiditate infinită a stîlpilor pe schema de calcul, cu excepţia zonei din articulaţia I). Din compararea celor două diagrame rezultă erori apreciabile pe schema de calcul convenţională din fig. 6; astfel, toate momentele încovoietoare din fig. 6 (exceptînd M_{II}) sînt cu mult mai reduse decît cele din fig. 5, foarte descoperit fiind stîlpul III—IV ale cărui momente încovoietoare în secţiunile de încastrare sînt: de 3 ori mai mici în secţiunea III şi de 1,63 ori mai mici în secţiunea IV. Dacă se are în vedere faptul că momentul maxim final pe schema reală de calcul (fig. 5)

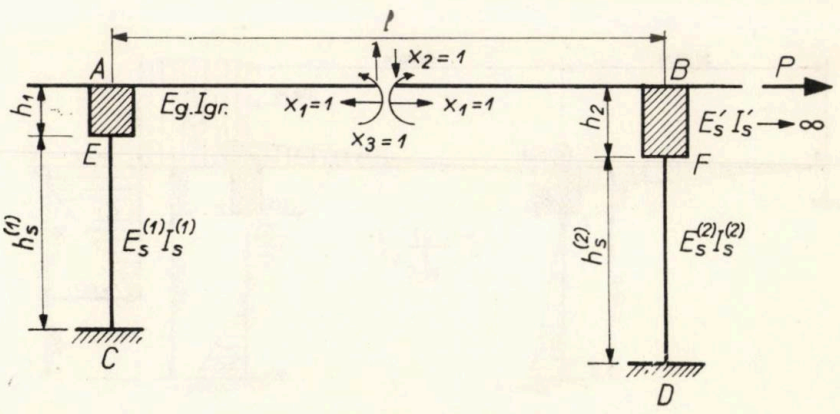


Fig. 4

Tabela 1

Caracteristicile geometrice ale elementelor ce alcătuiesc cadrul din exemplul de calcul

Elementul	Înălțimea secțiunii (m)	Aria secțiunii A (m²)	Distanța la centrul de greutate $Yg = h$ (m)	Moment de inerție I (m⁴)	Moduli de rigiditate la încovoiere (tm²)
Rigla cadrului (secț. în T de beton precomprimat)	2,00	1,639	1,519	0,6115	1.975.000
Stîlpii (din beton armat)	0,50	1,0963	0,25	0,02182	45.820

Fig. 5 — Diagrama de momente încovoietoare produse de o scădere de temperatură uniformă $\Delta T = -25°C$ pe schema de calcul adoptată pentru structuri masive (cu considerarea zonelor de rigiditate infinită ale stîlpilor)

Fig. 6 — Diagrama de momente încovoietoare produse de scăderea de temperatură uniformă $\Delta T = -25°$ C pe o schemă de calcul conformă cu cele prevăzute în literatura de specialitate (nu s-a neglijat însă brațul infinit rigid din capătul articulației I)

Fig. 7 — Diagrama de momente încovoietoare pe schema de calcul pentru structuri masive

Fig. 8 — Diagrama de momente încovoietoare pe o schemă de calcul conformă cu cele prevăzute în literatura de specialitate (cu neglijarea zonei de rigiditate infinită a stîlpului 20—IV)

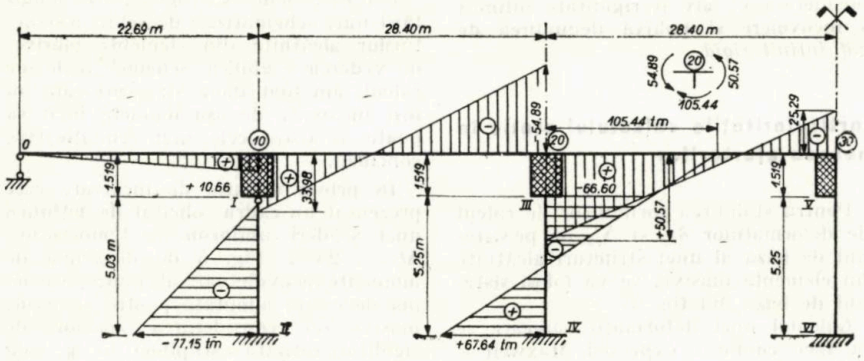


Fig. 5

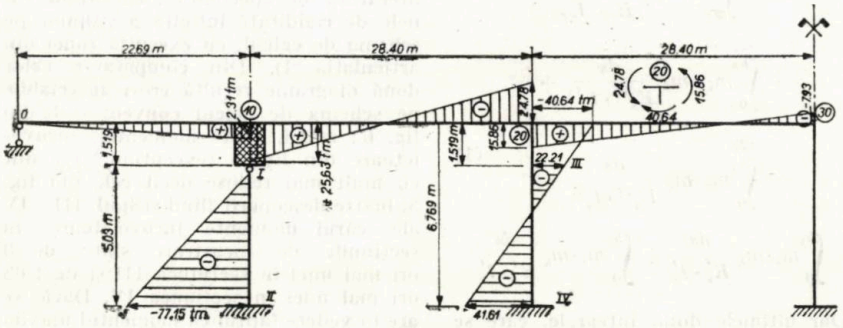


Fig. 6

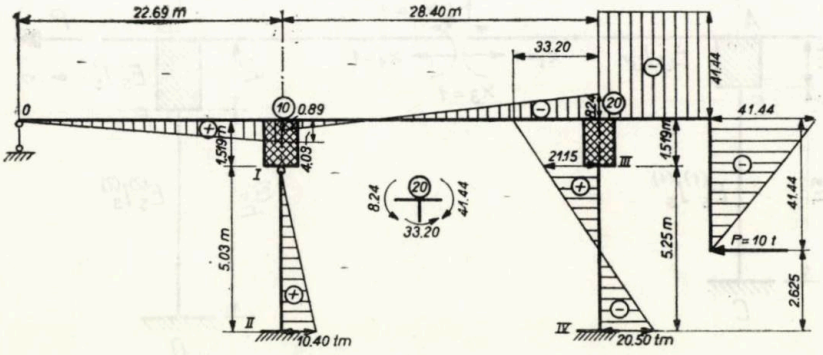


Fig. 7

în secțiunea III este de cca 105 tm, diminuarea acestui moment cu 44,4 tm reprezintă o eroare de calcul grosolană care duce la subdimensionarea stîlpului, obținîndu-se o depreciere a efortului real cu 42,3%. Cea mai mare eroare însă se înregistrează la M_{20}, dreapta unde momentul încovoietor de pe schema de calcul din fig. 5 este de 3,29 ori mai mare decît cel dat de schema de calcul convențională din fig. 6. Deci, la această situație de încărcare, dacă la calculul structurii se utilizează o schemă de calcul convențională ca în fig. 6, se obține o subdimensionare generală a structurii.

În a doua situație de încărcare este prezentat un cadru solicitat de o forță orizontală $P = 10$ t aplicată pe o consolă frîntă. Spre deosebire de prima situație de încărcare, pe schema de calcul reală a structurii masive din fig. 7 rezultă momente încovoietoare mult mai reduse decît cele de pe schema de calcul convențională din fig. 8, excepție făcînd doar secțiunea III de încastrare a stîlpului în riglă unde, pe schema convențională, se obține un moment încovoietor mai mic. Rezultă că în a doua situație de încărcare prezentată, dacă calculul structurii se face utilizînd o schemă de calcul convențională ca în fig. 8, se obține o supradimensionare a structurii cu excepția secțiunii III de încastrare a stîlpului în riglă, secțiune care este subdimensionată.

Din exemplele de calcul prezentate, care cuprind de fapt două situații extreme care oglindesc în mare măsură realitatea, și din cele afirmate la capitolul II se pot trage următoarele concluzii:

1 — schematizarea convențională a structurilor dată de literatura de specia-

litate nu poate fi generalizată și asupra structurilor alcătuite din elemente masive;

2 — apare ca o necesitatea obiectivă adoptarea unei schematizări a structurilor alcătuite din elemente masive, conform fig. 2 și fig. 3, care să ducă la stabilirea schemei reale de calcul;

3 — la calculul static prin metoda eforturilor se va utiliza pentru calculul deformațiilor formula (2) din cap. II;

4 — dată fiind marea varietate de structuri și încărcări, la aprecierea încadrării structurii în una din cele două categorii — structuri elastice sau masive — fiecare specialist care rezolvă asemenea probleme va trebui să procedeze cu multă atenție și să facă apel la unele calcule comparative sumare, care îl pot ajuta la categorisirea corespunzătoare a structurii.

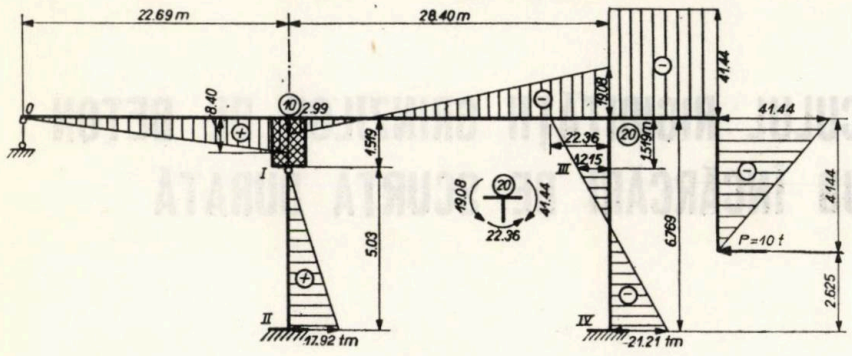


Fig. 8

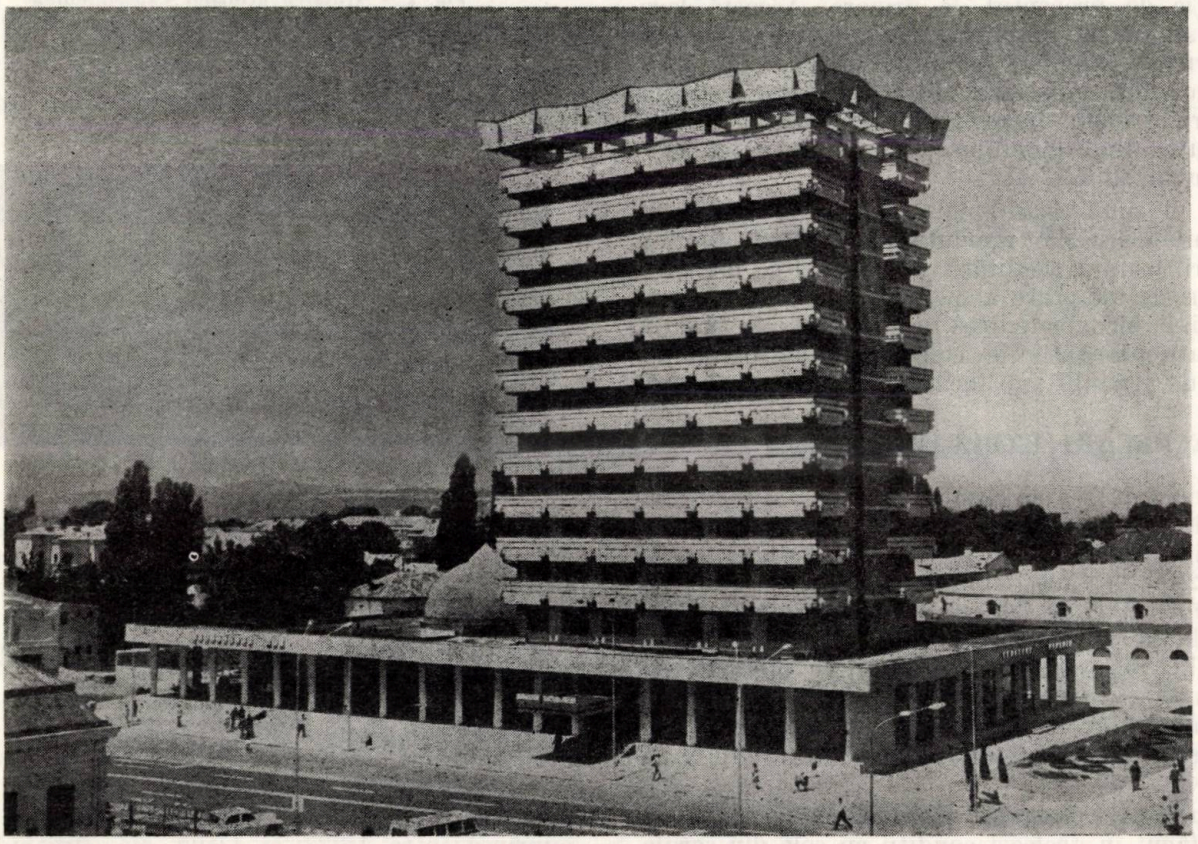
BIBLIOGRAFIE

[1] Caracostea A.: *Manual pentru calculul construcțiilor. Secțiunea VIII: statica construcțiilor.* Editura Tehnică, București, 1959.

[2] Mazilu P.: *Statica construcțiilor. Vol. I.* București, Editura de stat pentru arhitectură și construcții, 1955.

[3] Mazilu P.: *Statica construcțiilor. Vol. II.* Editura Tehnică, București, 1959.

[4] Olaru A.: *Cîteva aspecte privind calculul unui cadru de beton precomprimat cu console trase, aplicat la un pod peste rîul Moldova în localitatea Fundul-Moldovei.* Buletinul științific al Institutului de construcții București, nr. 18/1967.



Hotelul „Decebal" din Bacău

Ing. **TRAIAN ONEȚ**
Institutul politehnic Cluj

CONTRIBUȚII LA CALCULUL RIGIDITĂȚII GRINZILOR DE BETON UȘOR ARMAT SUB ÎNCĂRCĂRI DE SCURTĂ DURATĂ

1. INTRODUCERE

Într-un studiu anterior al autorului [1] s-a evidențiat faptul că rigiditatea la încovoiere a grinzilor de beton ușor armat în stadiul de exploatare, sub acțiunea încărcărilor de scurtă durată, nu poate fi calculată cu relațiile de la betonul greu, prin simpla diminuare a modulului de elasticitate al betonului, întrucît nu se obține o concordanță satisfăcătoare cu rezultatele experimentale.

Pornind de la un număr sporit de încercări, în prezentul studiu se deduce, pe bază de corelație statistică, legea de variație a rigidității în funcție de procentul de armare. Această lege ține seama de proprietățile de rezistență și de deformare specifice betonului ușor sub acțiunea încărcărilor de scurtă durată și este valabilă pentru grinzile încovoiate din beton ușor, de secțiune dreptunghiulară, simplu armate, solicitate în stadiul II.

Se prezintă rezultatele obținute cu privire la efectul încărcărilor repetate (de un număr limitat de ori) asupra rigidității grinzilor și se fac propuneri de adaptare a metodei de calcul al rigidității la încovoiere dată în norme [7], în funcție de particularitățile de comportare ale betonului ușor de granulit sub încărcări de scurtă durată.

2. INCERCĂRI EXPERIMENTALE

Programul experimental anterior, cuprinzînd 52 de grinzi cu dimensiunile 15 × 30 × 320 cm și cu procente de armare $0 < \mu \leqslant \mu_{max}$ (seria 1 și 2), [1] a fost suplimentat cu 14 grinzi cu procente mari de armare. Grinzile, avînd dimensiunile 10 × 15 × 320 cm, au fost armate cu oțel PC 52 (seria 5), respectiv cu oțel OB 38 (seria 6).

Armarea grinzilor experimentale este arătată în figura 1, iar caracteristicile lor sînt date în tabelele 1 și 2.

Turnarea, păstrarea și încercarea grinzilor s-au făcut în aceleași condiții cu cele din seriile precedente [1].

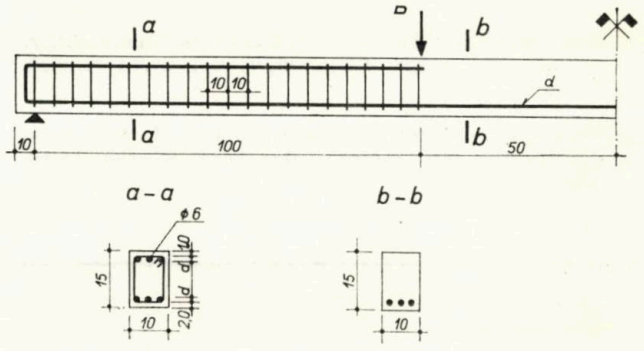


Fig. 1 — Armarea grinzilor experimentale
În secțiunea $a-a$, în loc de ∅ 6 se va citi ∅ 8 (care se referă la etrier, nu la bara longitudinală)

În figura 2 se prezintă un aspect din timpul încercării grinzilor.

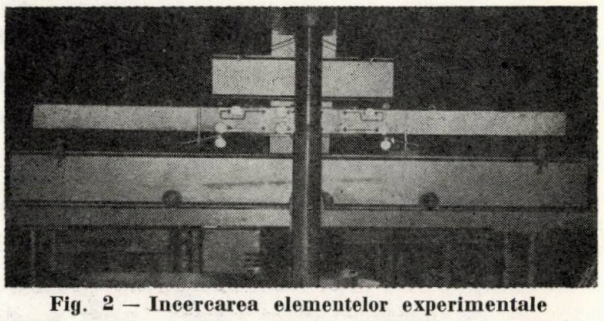


Fig. 2 — Incercarea elementelor experimentale

Cîte o grindă din fiecare tip a fost supusă la 100 de cicluri de încărcări-descărcări repetate în intervalul:

$$P = 0 \ldots P_r/1{,}8. \qquad (1)$$

Viteza de aplicare a încărcărilor s-a menținut aceeași la toate grinzile.

3. REZULTATELE MĂSURĂTORILOR

Valorile săgeților în stadiul de exploatare, măsurate la mijlocul deschiderii grinzilor, au fost cuprinse între 1/333 și 1/122 din deschiderea grinzilor. Este necesară deci o limitare a înăl-

ţimii minime a grinzilor, potrivit recomandărilor din [8] ($h \geqslant l/15$).

Valoarea săgeţii a crescut o dată cu creşterea procentului de armare a grinzilor şi a fost mai mare la grinzile armate cu oţel PC 52 decît la cele armate cu oţel OB 38.

În figura 3 se prezintă creşterea procentuală a săgeţii totale şi a săgeţii remanente a grinzilor în funcţie de numărul ciclurilor de încărcare-descărcare, de procentul de armare şi de calitatea oţelului.

Se remarcă faptul că la procente de armare sub valoarea maximă [9], creşterea săgeţii totale după 100 de repetări ale încărcării n-a depăşit 10%.

Întrucît sporul de săgeată obţinut creşte cu valoarea procentului de armare, se poate considera că la procente uzuale de armare efectul încărcărilor repetate este neglijabil.

După cum era de aşteptat, creşterea procentuală a săgeţii remanente a fost mai mare decît cea a săgeţii totale. În valoare absolută, creşterea celor două săgeţi este însă comparabilă.

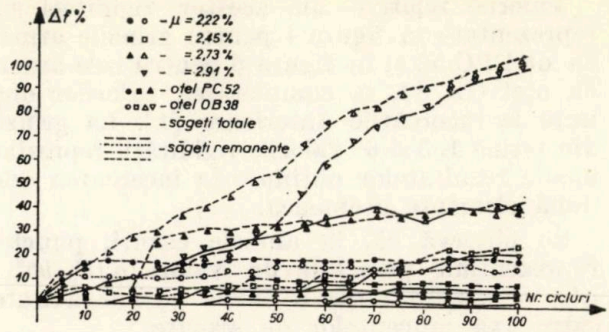


Fig. 3 — Efectul încărcărilor repetate asupra săgeţii grinzilor

Pe baza săgeţilor f, măsurate la mijlocul deschiderii grinzilor l, s-au dedus valorile experimetale ale rigidităţii la încovoiere, K, cu relaţia,

$$K = \frac{23}{216} \times \frac{M_e \cdot l^2}{f} \qquad (2)$$

în care momentul încovoietor de exploatare s-a calculat prin împărţirea momentului de rupere al grinzii la 1,8.

Tabela 1

Caracteristicile grinzilor experimentale armate cu oţel PC 52 (seria 5)

Indicativ	Armare longitudinală: Nr. şi diametrul barelor	Armare longitudinală: A_a cm²	Armare longitudinală: μ %	h_0 cm	Vîrsta betonului (zile)	ρ kg/m³	R_b kgf/cm²	R_{icil} kgf/cm²	R_t^n kgf/cm²	E_b tf/cm²
G 5–1	2 Ø 12 + 1 Ø 8	2,76	2,22	12,4	30	1815	147	14,9	12,8	135
			2,21	12,5	27	1865	272	20,2	19,9	125
G 5–2	2 Ø 12 + 1 Ø 10	3,04	2,41	12,6	30	1780	218	14,1	17,1	145
			2,45	12,4	28	1810	226	20,6	17,6	149
G 5–3	3 Ø 12	3,39	2,73	12,4	30	1815	147	14,9	12,8	135
			2,69	12,6	30	1810	226	20,6	17,6	149

Notă : Fiecare indicativ cuprinde cîte două elemente identice.

Tabela 2

Caracteristicile grinzilor experimentale armate cu oţel OB 38 (seria 6)

Indicativ	Armarea longitudinală: Nr. şi diametrul barelor	Armarea longitudinală: A_a cm²	Armarea longitudinală: μ %	h_0 cm	Vîrsta betonului (zile)	ρ kg/m³	R_b kgf/cm²	R_{icil} kgf/cm²	R_t^n kgf/cm²	E_b tf/cm²
G6–1	2 Ø 12 + 1 Ø 8	2,76	2,22	12,4	28	1780	218	14,1	17,1	145
			2,19	12,6	30	1810	222	14,8	17,3	163
G6–2	2 Ø 12 + 1 Ø 10	3,04	2,36	12,9	27	1815	156	16,3	13,4	117
			2,45	12,4	29	1865	272	20,2	19,9	125
G6–3	3 Ø 12	3,39	2,73	12,4	28	1815	192	19,0	15,5	139
			2,73	12,4	29	1815	192	19,0	15,5	139
G6–4	2 Ø 14 + 1 Ø 8	3,58	2,69	13,3	27	1815	156	16,3	13,4	117
			2,89	12,4	28	1810	222	14,8	17,3	163

Notă : Fiecare indicativ cuprinde cîte două elemente identice.

Valorile relative ale acestor rigidităţi sînt reprezentate în figura 4 pentru grinzile armate cu oţel PC 52 şi în figura 5 pentru cele armate cu oţel OB 38, în completarea valorilor obţinute la încercările anterioare [1]. La grinzile din seriile 1, 5 şi 6, valorile rigidităţii reprezintă media rezultatelor obţinute la încercarea celor două elemente asemenea.

Se observă că, în ambele cazuri, punctele reprezentînd perechile de valori $K/E_a.bh_0^3$ şi $\mu\%$ se dispun după o curbă cu concavitatea către axa procentelor de armare.

Din cele două şiruri de rezultate s-au eliminat valorile din apropierea procentului minim şi maxim de armare [9], a căror împrăştiere exagerată a fost determinată de neomogenitatea betonului din zona întinsă, respectiv comprimată a secţiunii. Este vorba de două valori la grinzile armate cu PC 52 şi de şase valori la cele armate cu OB 38.

4. INTERPRETAREA STATISTICĂ A REZULTATELOR EXPERIMENTALE

Pe baza unei analize comparative a factorilor care influenţează rigiditatea la încovoiere sub acţiunea încărcărilor de scurtă durată, s-a ajuns la concluzia că ea depinde în principal de procentul de armare şi, evident, de dimensiunile secţiunii transversale a elementului [2]. Concluzia concordă cu datele din [5], referitoare la calităţile obişnuite de beton şi oţel folosite în practica construcţiilor de la noi din ţară.

În consecinţă, prelucrarea statistică a rezultatelor experimentale s-a făcut considerînd că $X = \mu\%$ şi $Y = K/E_a bh_0^3$ sînt două variabile aleatoare între care există o dependenţă curbilinie (vezi figurile 4 şi 5) şi utilizînd procedeul dat în [3].

Normalitatea distribuţiilor parţiale X_i şi Y_i s-a verificat comparînd abaterea normată Z în valoare absolută, cu valorile t din tabelul distribuţiei *Student* pentru probabilitatea de 95% şi $n-1$ grade de libertate. Întrucît a rezultat $Z<t$, cu excepţia unui singur caz (valoarea Y pentru G 5—3), se poate considera că distribuţiile parţiale sînt normale şi, în consecinţă, distribuţia bidimensională este şi ea normală.

Dacă efectuăm o transformare logaritmică de variabile:

$$X' = \ln X = \ln \mu\%$$

$$Y' = \ln Y = \ln \frac{K}{E_a bh_0^3} \qquad (3)$$

şi reprezentăm grafic rezultatele experimentale în noul sistem de coordonate, se constată că ele au o distribuţie liniară, atît la grinzile armate cu oţel PC 52 (fig. 6), cît şi la cele armate cu OB 38 (fig. 7). Aceasta denotă că tipul de funcţie $Y = f(X)$, care reprezintă cel

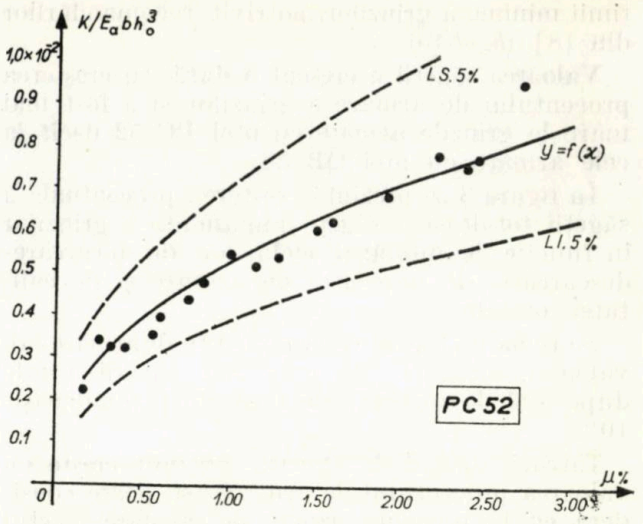


Fig. 4 — Legea de variaţie a rigidităţii în funcţie de procentul de armare şi de intervalul de încredere la grinzi armate cu PC 52

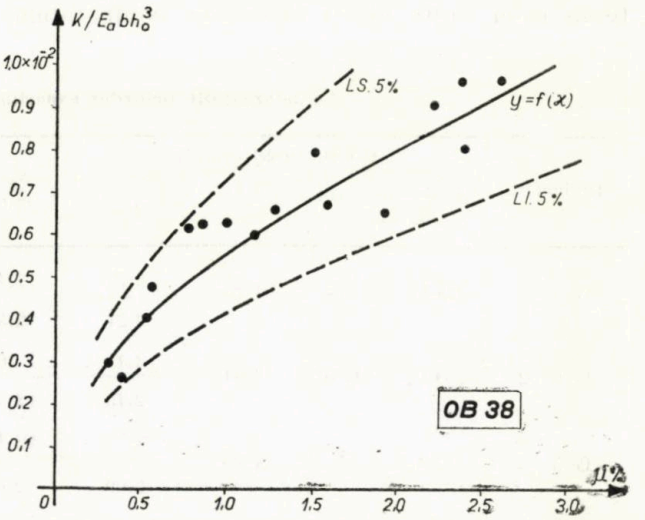


Fig. 5 — Legea de variaţie a rigidităţii în funcţie de procentul de armare şi de intervalul de încredere la grinzi armate cu OB 38

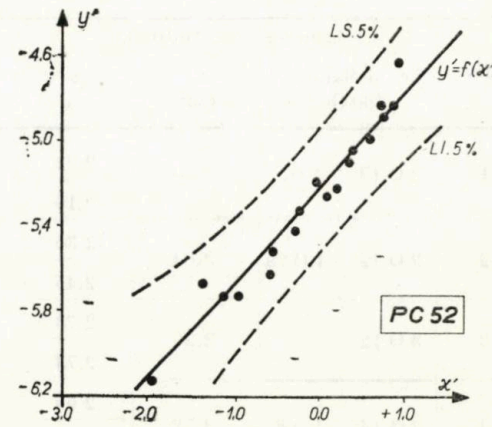


Fig. 6 — Corelaţia dintre $Y' = \ln K/E_a\ bh_0^3$ şi $X' = \ln \mu\%$ şi mărimea intervalului de încredere la grinzi armate cu PC 52

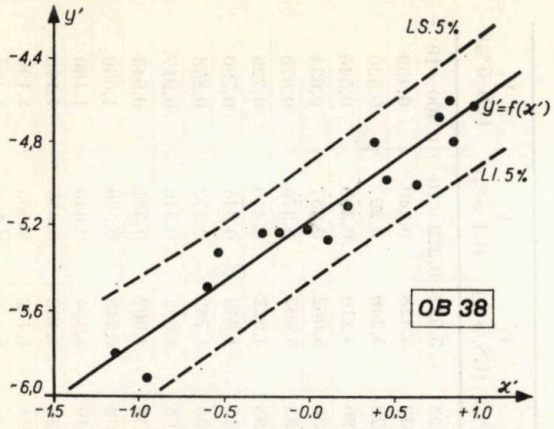


Fig. 7 — Corelaţia dintre $Y' = \ln K/E_a\, bh^3$ şi $X' = \ln \mu\,\%$ şi mărimea intervalului de încredere la grinzi armate cu OB 38

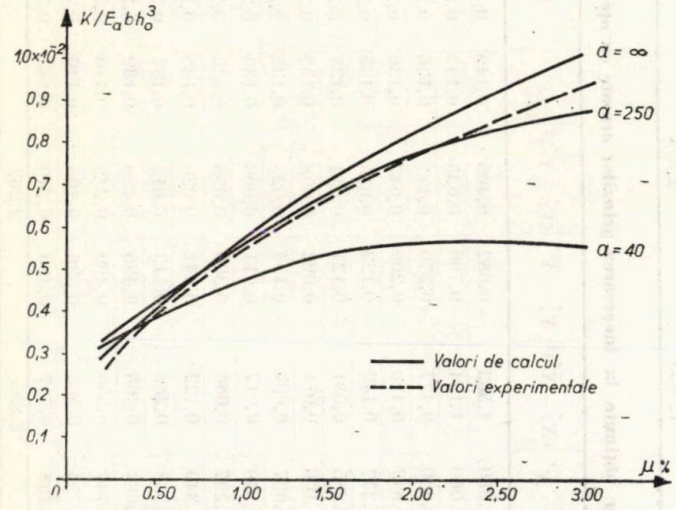


Fig. 8 — Valorile experimentale şi de calcul ale rigidităţii în funcţie de procentul de armare

mai bine fenomenul fizic, este funcţie exponenţială.

Pentru a determina expresia acestei funcţii, precum şi intervalul de încredere, se porneşte de la ecuaţia de regresie de formă:

$$Y' = m\,X' + b, \tag{4}$$

rezultatele obţinute putînd fi transpuse fără dificultate pe graficele din figurile 4 şi 5.

Coeficientul de regresie se calculează prin metoda celor mai mici pătrate, cu relaţia:

$$m = \frac{\Sigma X_i' Y_i' - \dfrac{\Sigma X_i' \Sigma Y_i'}{n}}{\Sigma X_i'^2 - \dfrac{(\Sigma X_i')^2}{n}} \tag{5}$$

iar coeficientul b cu relaţia:

$$b = \overline{Y}' - m\overline{X}', \tag{6}$$

$\overline{X}'$ şi $\overline{Y}'$ fiind mediile distribuţiilor marginale.

Cu datele din tabela 3 se obţine dreapta de regresie:

$$Y' = 0{,}445\,X' - 5{,}251 \tag{4a}$$

reprezentată în figura 6 sub notaţia $Y' = f(X')$, pentru care corespunde, pe figura 4, o curbă de ecuaţie:

$$Y = 0{,}00524\,X^{0{,}445} \tag{7}$$

notată $Y = f(X)$.

Cu datele din tabela 4 se obţine dreapta de regresie:

$$Y' = 0{,}554\,X' - 5{,}202 \tag{4b}$$

reprezentată în figura 7 sub notaţia $Y' = f(X')$, pentru care corespunde pe figura 5 o curbă de ecuaţie:

$$Y = 0{,}00550\,X^{0{,}554} \tag{8}$$

notată $Y = f(X)$.

Relaţiile (7) şi (8) ne permit să determinăm valoarea cea mai probabilă a rigidităţii în funcţie de valoarea procentului de armare şi de calitatea oţelului.

Calculînd dispersia distribuţiilor marginale cu relaţiile:

$$s_{X'} = \sqrt{\frac{\Sigma(X_i' - \overline{X}')^2}{n-1}} \tag{9}$$

$$s_{Y'} = \sqrt{\frac{\Sigma(Y_i' - \overline{Y}')^2}{n-1}} \tag{10}$$

apoi variaţia reziduală:

$$s^2_{Y'X'} = \frac{n-1}{n-2}\,(s^2_{Y'} - m^2 s^2_{X'}) \tag{11}$$

şi abaterea tip în raport cu dreapta de regresie

$$s' = \sqrt{\frac{s^2_{Y'X'}}{n-2}\left(1 + \frac{X'^2}{s^2_{X'}} + n\right)} \tag{12}$$

se poate construi intervalul de încredere adăugînd la valorile Y' date de relaţiile (4a) şi (4b) cantitatea $\pm ks'$. Valoarea coeficientului k depinde de numărul de observaţii efectuate şi de gradul de încredere impus şi se obţine cu ajutorul distribuţiei *Student*.

Construcţia prin puncte a intervalului de încredere, corespunzînd unui prag de semnificaţie de 5%, este dată în tabelele 3 şi 4. Limitele inferioară şi superioară ale acestui interval, notate cu *L. I. 5%*, respectiv *L. S.5%*, sînt reprezentate în figurile 6' şi 7 şi apoi sînt transpuse pe figurile 4 şi 5.

Gradul de legătură existent între variabilele X' şi Y' a fost verificat prin coeficientul de corelaţie Bravais — Pearson dat de relaţia:

$$r = m\,\frac{s_{X'}}{s_{Y'}} = \frac{\Sigma(X_i' - \overline{X}')\,(Y_i' - \overline{Y}')}{\sqrt{\Sigma(X_i' - \overline{X}')^2\,\Sigma(Y_i' - \overline{Y}')^2}}. \tag{13}$$

Pentru grinzile armate cu oţel PC 52 a rezultat $r = 0{,}945$, iar pentru cele armate cu oţel OB 38 $r = 0{,}964$.

Întrucît $0{,}90 < r < 1{,}00$, corelaţia este foarte bună [3]. Aceasta denotă că influenţa procen-

Prelucrarea statistică a rezultatelor obținute la încercarea grinzilor armate cu oțel PC 25 *Tabela 3*

Indicativ	X_i (μ %)	Y_i ($K/E_a bh_0^3$)	X_i'	Y_i'	$X_i'^2$	$X_i' Y_i'$	$X_i' - \overline{X}'$	$(X_i' - \overline{X}')^2$	$Y_i' - \overline{Y}'$	$(Y_i' - \overline{Y}')^2$	s'	ks'	Y_i' (LI ·5 %)	Y_i' (LS ·5 %)	Y_i (LI ·5 %)	Y_i (LS ·5 %)
G 1—2	0,140	$0{,}218 \times 10^{-2}$	−1,966	−6,128	3,865	12,049	−1,879	3,532	−0,838	0,702	0,204	0,432	−6,552	−5,688	$0{,}143 \times 10^{-2}$	$0{,}339 \times 10^{-2}$
G 1—4	0,248	0,338	−1,394	−5,689	1,944	7,933	−1,307	1,710	−0,399	0,159	0,161	0,340	−6,220	−5,540	0,199	0,393
G 1—5	0,320	0,320	−1,139	−5,744	1,298	6,545	−1,052	1,108	−0,454	0,206	0,151	0,318	−6,068	−5,432	0,232	0,438
G 1—6	0,387	0,321	−0,949	−5,741	0,901	5,450	−0,862	0,744	−0,451	0,203	0,149	0,314	−5,994	−5,366	0,249	0,467
G 1—7	0,560	0,352	−0,579	−5,649	0,336	3,275	−0,493	0,243	−0,359	0,129	0,148	0,312	−5,832	−5,208	0,293	0,548
G 1—8	0,585	0,394	−0,536	−5,536	0,287	2,968	−0,449	0,202	−0,246	0,060	0,143	0,302	−5,802	−5,198	0,302	0,553
G 1—9	0,766	0,434	−0,266	−5,439	0,071	1,450	−0,180	0,032	−0,149	0,022	0,143	0,302	−5,682	−5,078	0,341	0,623
G 1—10	0,840	0,479	−0,174	−5,341	0,030	0,931	−0,087	0,007	−0,051	0,002	0,143	0,302	−5,642	−5,038	0,355	0,649
G 1—11	1,003	0,543	0,004	−5,215	0,000	−0,023	0,091	0,008	0,074	0,005	0,143	0,302	−5,552	−4,948	0,388	0,710
G 1—12	1,149	0,513	0,138	−5,272	0,019	−0,728	0,224	0,050	0,017	0,000	0,143	0,302	−5,502	−4,898	0,408	0,747
G 1—13	1,275	0,527	0,241	−5,245	0,058	−1,268	0,327	0,107	0,044	0,001	0,143	0,302	−5,452	−4,778	0,429	0,842
G 1—14	1,505	0,608	0,408	−5,102	0,167	−2,085	0,495	0,245	0,187	0,035	0,143	0,302	−5,382	−4,748	0,460	0,868
G 1—15	1,582	0,622	0,460	−5,079	0,212	−2,339	0,547	0,299	0,110	0,012	0,143	0,302	−5,352	−4,718	0,474	0,894
G 1—16	1,912	0,678	0,649	−4,993	0,421	−3,242	0,735	0,541	0,296	0,087	0,144	0,304	−5,274	−4,666	0,512	0,941
G 5—1	2,215	0,782	0,795	−4,851	0,632	−3,857	0,881	0,773	0,439	0,192	0,145	0,306	−5,206	−4,594	0,549	1,010
G 1—17	2,375	0,752	0,865	−4,890	0,748	−4,229	0,951	0,905	0,409	0,168	0,145	0,306	−5,186	−4,574	0,560	1,030
G 5—2	2,430	0,772	0,887	−4,863	0,788	−4,318	0,974	0,949	0,426	0,181	0,146	0,308	−5,148	−4,532	0,581	1,080
G 5—3	2,710	0,953	0,996	−4,653	0,993	−4,638	1,038	1,173	0,636	0,405	0,148	0,312	−5,122	−4,498	0,597	1,110
			−1,557	−95,439	12,775	13,870		12,639		2,578						

Prelucrarea statistică a rezultatelor obținute la încercarea grinzilor armate cu oțel OB38 *Tabela 4*

Indicativ	X_i (μ %)	Y_i ($K/E_a bh_0^3$)	X_i'	Y_i'	$X_i'^2$	$X_i' Y_i'$	$X_i' - \overline{X}'$	$(X_i' - \overline{X}')^2$	$Y_i' - \overline{Y}'$	$(Y_i' - \overline{Y}')^2$	s'	ks'	Y_i' (LI ·5 %)	Y_i' (LS ·5 %)	Y_i (LI ·5 %)	Y_i (LS ·5 %)
G 2—5	0,320	$0{,}296 \times 10^{-2}$	−1,139	− 5,822	1,298	6,634	−1,250	1,563	−0,682	0,465	0,149	0,318	−6,158	−5,522	$0{,}212 \times 10^{-2}$	$0{,}400 \times 10^{-2}$
G 2—6	0,387	0,264	−0,949	− 5,936	0,901	5,635	−1,060	1,124	−0,796	0,635	0,142	0,302	−6,032	−5,428	0,240	0,439
G 2—7	0,560	0,402	−0,579	− 5,516	0,336	3,198	−0,690	0,477	−0,376	0,141	0,136	0,290	−5,820	−5,240	0,297	0,530
G 2—8	0,585	0,475	−0,536	− 5,349	0,287	2,868	−0,647	0,418	−0,209	0,043	0,136	0,290	−5,790	−5,210	0,306	0,546
G 2—9	0,766	0,518	−0,266	− 5,262	0,071	1,403	−0,377	0,142	−0,122	0,015	0,135	0,288	−5,638	−5,062	0,357	0,634
G 2—10	0,840	0,519	−0,174	− 5,261	0,030	0,917	−0,285	0,081	−0,121	0,014	0,135	0,288	−5,583	−5,007	0,376	0,670
G 2—11	1,003	0,534	0,004	− 5,232	0,000	−0,024	−0,106	0,011	−0,092	0,008	0,135	0,288	−5,498	−4,922	0,410	0,729
G 2—12	1,149	0,502	0,138	− 5,294	0,019	−0,731	0,027	0,000	−0,154	0,023	0,135	0,288	−5,418	−4,842	0,444	0,790
G 2—13	1,275	0,655	0,241	− 5,128	0,058	−1,239	0,130	0,017	0,011	0,000	0,135	0,288	−5,358	−4,782	0,472	0,838
G 2—14	1,505	0,798	0,408	− 4,830	0,167	−1,974	0,297	0,088	0,309	0,095	0,135	0,288	−5,268	−4,692	0,516	0,917
G 2—15	1,582	0,675	0,460	− 4,998	0,212	−2,301	0,349	0,122	0,141	0,020	0,135	0,288	−5,238	−4,662	0,531	0,945
G 2—16	1,912	0,656	0,649	− 5,026	0,421	−3,263	0,538	0,289	0,113	6,012	0,137	0,292	−5,132	−4,548	0,590	1,060
G 6—1	2,205	0,905	0,795	− 4,704	0,633	−3,743	0,684	0,468	0,435	0,189	0,139	0,296	−5,046	−4,454	0,643	1,160
G 6—2	2,360	0,965	0,858	− 4,640	0,737	−3,984	0,747	0,558	0,499	0,249	0,140	0,298	−5,028	−4,432	0,655	1,190
G 2—17	2,375	0,812	0,865	− 4,813	0,748	−4,163	0,754	0,568	0,326	0,106	0,140	0,298	−5,028	−4,432	0,655	1,190
G 6—3	2,730	0,956	1,004	− 4,650	1,008	−4,670	0,893	0,797	0,489	0,240	0,143	0,304	−4,949	−4,341	0,709	1,300
			1,781	−82,469	6,930	−5,440		6,885		2,262						

tului de armare asupra rigidității la încovoiere este preponderentă, aportul celorlalți factori fiind în proporție de numai 5,5%, respectiv 3,6%. Se confirmă în acest fel premisele de la care s-a pornit în această interpretare statistică.

5. CALCULUL RIGIDITĂȚII GRINZILOR DE BETON UȘOR

Rigiditatea la încovoiere a grinzilor de beton ușor armat, corespunzătoare stadiului de exploatare, se poate calcula foarte simplu cu ajutorul relațiilor:

$$K/E_a bh_0^3 = 0{,}00524\ (\mu\%)^{0{,}445} \quad \text{(7a)}$$

— pentru oțel PC 52

$$K/E_a bh_0^3 = 0{,}00550\ (\mu\%)^{0{,}554} \quad \text{(8a)}$$

— pentru oțel OB 38

sau se poate obține direct cu ajutorul graficelor din figurile 4 și 5.

Metoda de calcul al rigidității la încovoiere, dată în normele de calcul pentru betonul greu [7], poate fi adaptată la particularitățile de comportare sub sarcini ale betonului ușor, scriind expresia coeficientului de echivalență sub forma:

$$n' = n\left(1 + \frac{\mu}{a} R_a\right). \quad \text{(14)}$$

Coeficientul a din relația de mai sus, prin care se introduce gradul de plasticizare al betonului din zona comprimată a grinzii, are valori cuprinse între $a = 40$, după calculul elastoplastic din STAS 8 000—67, și $a = \infty$ după calculul elastic.

După cum rezultă din figura 8, media rezultatelor experimentale obținute pentru cele două tipuri de armături concordă foarte bine cu rezultatele calculate corespunzător unui coeficient $a = 250$. Admiterea acestei valori pentru coeficientul a presupune o comportare plastică mai puțin pronunțată a betonului ușor sub sarcini ($\lambda = \varepsilon_p/\varepsilon_b = 0{,}23$), în comparație cu a celui greu, așa cum s-a semnalat și cu ocazia încercărilor la solicitarea de compresiune centrică ($\lambda = 0{,}27$) [10]. În calculele de proiectare se poate lua o valoare acoperitoare $a = 200$.

Calculul rigidității la încovoiere după metoda de calcul din [7], admițînd pentru coeficientul de echivalență expresia:

$$n' = n\left(1 + \frac{\mu}{200} R_a\right), \quad \text{(14a)}$$

este mai puțin expeditiv decît cel cu relațiile (7a) și (8a) dar permite, în schimb, o evaluare mai analitică a influenței contracției și curgerii lente asupra rigidității de lungă durată a elementelor prin multiplicarea coeficientului de echivalență n' din relația (14 a) cu cantitatea $(1+v\varphi)$.

CONCLUZII

În urma încercărilor experimentale efectuate asupra unui număr de 40 de grinzi armate cu oțel PC 52 și a unui număr de 26 de grinzi armate cu oțel OB 38 s-a dedus, pe bază de prelucrare statistică a rezultatelor, legea de variație a rigidității la încovoiere în funcție de procentul de armare, pentru elementele de beton ușor armat solicitate la încărcări de scurtă durată. Această lege este reprezentată în graficele din figurile 4 și 5 care dau, de asemenea, valorile extreme ale rigidității ce pot apărea corespunzător unei probabilități de 95%.

Generalizarea acestei legi la secțiuni dublu armate și la secțiuni în T comportă studii suplimentare.

Calculul rigidității la încovoiere pe baza legii de variație dedusă experimental, respectiv cu relațiile (7a) și (8a), este foarte expeditiv. Un calcul mai analitic al rigidității se poate face după metoda de calcul din STAS 8 000—67 referitoare la betonul greu, cu deosebirea că valoarea coeficientului de echivalență n' pentru elemente de beton ușor armat se calculează cu ajutorul relației (14 a). În cazul elementelor solicitate la oboseală se va lua, evident, $\psi = 1$.

BIBLIOGRAFIE

[1] ONEȚ T.: *Cercetări privind săgeata elementelor încovoiate din beton armat ușor sub încărcări de scurtă durată.* Construcții și materiale de construcție, nr. 9/1970.

[2] ONEȚ T.: *Considerații asupra rigidității grinzilor încovoiate din beton ușor armat, sub încărcări de scurtă durată.* Comunicare la Sesiunea științifică a cadrelor didactice de la Institutul politehnic Cluj, 22—23 dec. 1969.

[3] BAUS R.: *Contribution au calcul à la rupture du béton armé.* Mémoires du Centre d'Etudes, de Recherches et d'Essais Scientifiques de Génie Civil (CERES), nr. 2, 1961.

[4] WORTHING A. G. și GEFFNER N.: *Prelucrarea datelor experimentale.* Editura tehnică, București, 1959.

[5] WEISSENBERG M.: *Date comparative privind rezultatele ce se obțin în proiectare pe baza a diferite prescripții de calcul referitoare la săgețile elementelor încovoiate de beton armat.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții nr. 11/1969.

[6] * * *: *Normativ experimental pentru proiectarea și executarea elementelor de construcții din beton armat cu agregate de granulit.* Redactarea I, decembrie 1962. INCERC.

[7] * * * *STAS* 8000 —67: *Calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat. Metoda la stări limită.*

[8] TERTEA I., ONEȚ T. & BEURAN MARIETA: *Influence of Creep and Shrinkage upon Cracking and Deflection of Lightweight Reinforced Concrete Beams.* Symposium AIPC, Madrid, 1970.

[9] TERTEA I. și ONEȚ T.: *Considerații privind rezistența și rigiditatea grinzilor din beton ușor armat.* A III-a Conferință de betoane „Structuri de beton armat", Cluj, 1970.

[10] TERTEA I. și BEURAN MARIETA: *Betonul ușor din granulit, simplu și armat, solicitat la compresiune centrică,* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții nr. 10/1969.

Ing. DRAGOŞ TEODORESCU
I.P.C.F.

Calculul elementelor de beton precomprimat la starea limită de rezistenţă, în secţiuni normale, utilizînd curba caracteristică de calcul a oţelului

1. GENERALITĂŢI

Utilizarea betonului precomprimat la realizarea elementelor de construcţie de cele mai diverse tipuri se înscrie astăzi pe linia unor tehnologii moderne de execuţie, a unei eficienţe sporite a materialelor de construcţie, în special a oţelului. Realizarea efectivă a unor betoane de mărci superioare (B 500, B 600), existenţa oţelurilor cu înalte calităţi de rezistenţă, procedeele moderne tehnologice şi industrializarea execuţiei conferă betonului precomprimat un loc de frunte printre materialele de construcţie, înlocuind cu succes în foarte multe cazuri oţelul laminat obişnuit.

Acest lucru este pe deplin confirmat şi în cazul suprastructurilor de poduri din grinzi de beton precomprimat cu armătură preîntinsă sau postîntinsă. Pentru anumite deschideri, ele reprezintă un sistem de construcţie economic, atît din punctul de vedere al consumurilor de materiale deficitare, cît şi al exploatării şi întreţinerii lucrării.

Calculul grinzilor de beton precomprimat cu armătură postîntinsă, în cazul suprastructurilor de poduri, este o problemă suficient de complexă, care necesită consumarea unui anumit timp în procesul de proiectare.

Studierea unor soluţii unicate, întîlnite destul de frecvent, în special în cazul podurilor de cale ferată, datorită condiţiilor diferite de la o lucrare la alta, face ca automatizarea calculelor grinzilor de beton precomprimat cu armătură postîntinsă să asigure o productivitate sporită la proiectare [4].

Utilizarea unui calculator electronic de mare capacitate şi a unui program corespunzător reduc timpul de calcul şi de verificare completă a unei grinzi de beton precomprimat la numai un minut (programul BEP, în limbaj FORTRAN, pentru calculatorul electronic SIEMENS — 4004 al Ministerului Transporturilor). Verificarea şi calculul se fac în patru secţiuni transversale pentru jumătate din deschiderea grinzii, conform prescripţiilor din STAS 8 000—67 şi STAS 8236—68.

2. CALCULUL LA STAREA LIMITĂ DE REZISTENŢĂ

Unul din aspectele de calcul al grinzilor de beton precomprimat este stabilirea capacităţii portante la starea limită de rezistenţă.

Din descrierea încercărilor efectuate asupra unor grinzi de beton precomprimat se constată că ruperea se poate face prin distrugerea zonei comprimate de beton sau prin ruperea armăturii pretensionate. Dacă, în al doilea caz, în armătură se depăşeşte limita convenţională de curgere a oţelului ($\sigma_{0,2}$), apariţia fisurilor la partea întinsă constituie un avertisment că ruperea este apropiată. La grinzile puternic armate există însă pericolul unei ruperi bruşte, neanunţate, rezistenţa la compresiune a betonului fiind învinsă înainte de a se epuiza capacitatea de deformaţie a armăturii cu efort iniţial.

Din descrierea accidentelor se constată că, în majoritatea cazurilor, ele se produc în urma suprapunerii defavorabile a unor eforturi de pretensionare mai mari decît cele calculate şi ca urmare a folosirii unor materiale mai puţin rezistente decît s-au considerat în calcul [1].

În acest sens, în cadrul actualelor prescripţii de calcul (STAS 8 000—67), capacitatea portantă a secţiunii transversale a elementului de beton precomprimat se consideră epuizată o dată cu cedarea betonului zonei comprimate. În cazul cînd elementul are o secţiune transversală curentă (dreptunghiulară, T sau I) (fig. 1), cînd armătura pretensionată din zona întinsă este repartizată pe mai puţin

de 30% din înălțimea grinzii și poate fi considerată concentrată în centrul ei de greutate, iar înălțimea zonei comprimate este mai mică sau egală cu 0,3 h_0, pentru calculul capacității portante la încovoiere se utilizează relațiile din STAS 8 000—67 punctul 5.4.3, cărora le corespund indicațiile din STAS 8236—68 punctul 7.3 pentru suprastructuri de cale ferată.

Pentru elemente de construcție care nu satisfac condițiile specificate mai sus (de exemplu grinzi de poduri din beton precomprimat cu armătură postîntinsă, cînd $x > 0{,}3\ h_0$) este necesară scrierea explicită a condiției de compatibilitate a deformațiilor în secțiune, pentru determinarea deformației specifice a armăturii pretensionate din zona întinsă la starea limită de rezistență (ε_p^i). Acest procedeu de calcul, pe baza diagramei caracteristice de calcul a oțelului, este indicat în normativul condiționat pentru calculul construcțiilor la stări limită, P. 8—62. Indicele i se referă la poziția armăturii pretensionate (fascicul, bară etc.) și la caracteristicile individuale ale acesteia (secțiune, rezistență),

$$\varepsilon_p^i = m_0\ \bar{\varepsilon}_p^i + \varepsilon_{pb}^i \qquad (1)$$

unde : $\bar{\varepsilon}_p^i$ este deformația specifică a armăturii pretensionate i, corespunzătoare efortului unitar de pretensionare, de calcul în faza finală ;

ε_{pb}^i este deformația specifică medie a armăturii i corespunzătoare deformației specifice limită, convențională, de calcul la compresiune din încovoiere a betonului (ε_b) ;

m_0 este un coeficient de imprecizie a forței de precomprimare din zona întinsă și se ia egal cu 0,9.

În funcție de poziția axei neutre (fig. 2), valoarea deformației specifice medii a armăturii i datorită deformației specifice limită a betonului este egală cu :

$$\varepsilon_{pb}^i = \frac{h_0 - x}{x}\ \varepsilon_b. \qquad (2)$$

Cunoscînd valorile deformației specifice a armăturii ε_p^i, putem calcula eforturile unitare din armătură σ_{pi} utilizînd curba caracteristică de calcul a oțelului :

$$\sigma_{pi} = f(\varepsilon_p^i). \qquad (3)$$

Momentul încovoietor de calcul la starea limită de rezistență se poate determina acum cu ajutorul relației :

$$M\ \text{cap} = 0{,}8\ T\ \ (h_0 - d) \qquad (4)$$

unde :

$$T = \sum_i A_{pi}\ \sigma_{pi}, \qquad (5)$$

iar $(h_0 - d)$ este brațul de pîrghie al rezultantei

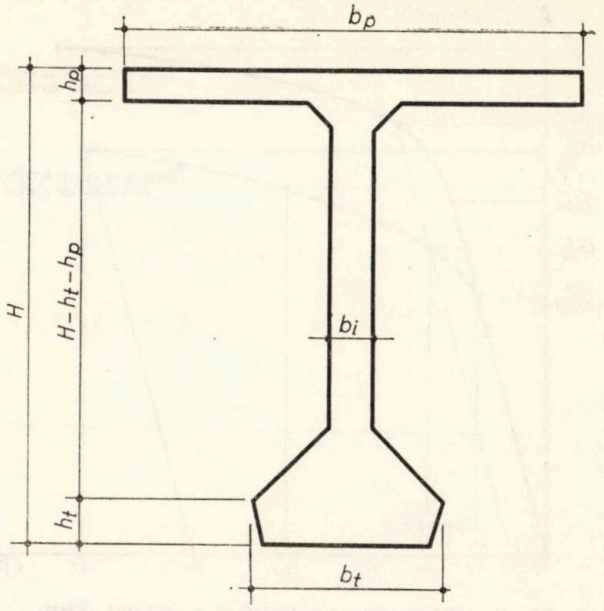


Fig. 1 — Grindă de beton precomprimat. Secțiune transversală

eforturilor de întindere din secțiune T, față de aria zonei comprimate. Suma din relația (5) se referă la toate fasciculele de armătură a căror arie este A_{pi} și efortul unitar corespunzător σ_{pi}.

Pentru secțiuni de tip I (fig. 1) calculul manual este foarte laborios și necesită o rezolvare grafică.

Calculul automat

Programarea la un calculator electronic de mare capacitate a impus o rezolvare matematică a problemei, plecînd de la datele minime ce se pot cunoaște asupra curbei caracteristice a oțelului utilizat ca armătură pretensionată.

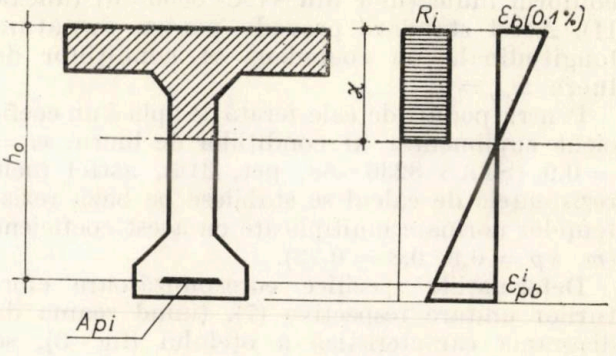


Fig. 2 — Diagrama deformațiilor

Calculul automat presupune determinarea analitică a funcției curbei caracteristice de calcul precizată în datele de bază prin valorile σ și ε în trei puncte : limita elastică ($\sigma^c_{0,01}$, $\varepsilon_{0,01}$), limita de curgere ($\sigma^c_{0,2}$, $\varepsilon_{0,2}$) și limita de rupere (σ^c_r, ε_r) (fig. 3).

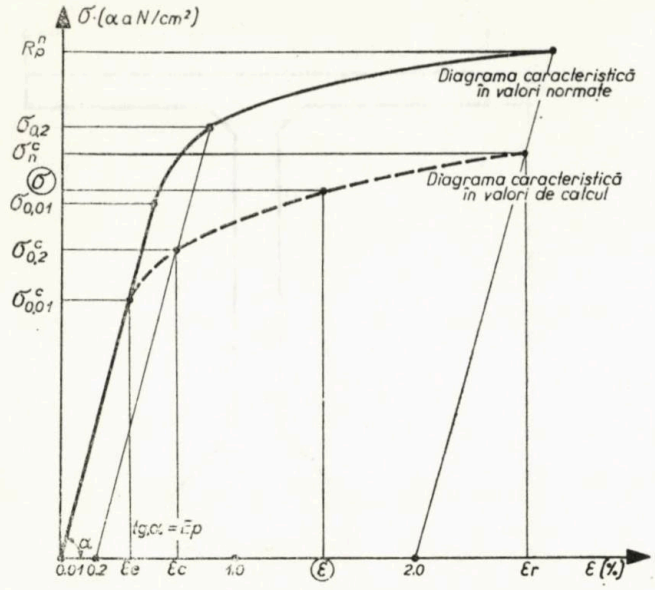


Fig. 3 — Diagrama caracteristică a oţelului (SBP)

Eforturile unitare de calcul σ, în punctele caracteristice, se determină ţinînd cont de coeficientul de omogenitate kp şi de valorile rezistenţei normate.

Pentru limita de curgere ($\sigma_{0,2}$) şi limita elastică ($\sigma_{0,01}$), conform STAS 6482—61, se pot considera următoarele valori normate [2]:

$$\sigma_{0.2} = 0{,}85\ R_p^n$$
$$\sigma_{0.01} = 0{,}70\ R_p^n. \tag{6}$$

În acest caz, eforturile unitare de calcul necesare sînt:

$$\sigma_r^c = kp \cdot R_p^n$$
$$\sigma_{0.2}^c = kp \cdot \sigma_{0.2} \tag{7}$$
$$\sigma_{0.01}^c = kp \cdot \sigma_{0.01}.$$

Coeficientul de omogenitate kp se stabileşte conform indicaţiilor din STAS 8000—67 (anexa II). Acest standard prevede pentru armătura longitudinală un coeficient al condiţiilor de lucru $m_{ap} = 1$.

Pentru poduri de cale ferată se aplică un coeficient suplimentar al condiţiilor de lucru, $m = 0{,}9$ (STAS 8236—68, pct. 316), astfel încît rezistenţele de calcul se stabilesc pe baza rezistenţelor normate multiplicate cu acest coeficient ($m.\ kp = 0{,}9 \cdot 0{,}8 = 0{,}72$).

Deformaţiile specifice corespunzătoare eforturilor unitare respective (7), ţinînd seama de diagrama caracteristică a oţelului (fig. 3), se calculează cu relaţiile:

$$\varepsilon_r = 100\,\frac{\sigma_r^c}{E_p} + 2{,}0$$
$$\varepsilon_{0.2} = 100\,\frac{\sigma_{0.2}^c}{E_p} + 0{,}2 \tag{8}$$
$$\varepsilon_{0.01} = 100\,\frac{\sigma_{0.01}^c}{E_p} + 0{,}01.$$

Pentru suprastructuri de poduri de cale ferată din beton precomprimat, conform STAS 8236—68 se pot considera următoarele valori în cazul cînd se utilizează armături SBP I, cu diametrul mai mare de 3,0 mm: $R_p^n = 16\,500$ daN/cm²*, $\sigma_{0.2} = 14\,000$ daN/cm², $\sigma_{0.01} = 11\,550$ daN/cm², $kp = 0{,}72$.

Ecuaţia curbei caracteristice, pentru valori $\varepsilon \geqslant \varepsilon_{0.01}$ s-a ales de forma:

$$\sigma = A + \frac{B}{\varepsilon} + \frac{C}{\varepsilon^2} + \frac{D}{\varepsilon^5} \tag{9}$$

Coeficienţii A, B, C, D sînt determinaţi în funcţie de valorile caracteristice cunoscute (în cele trei puncte considerate) şi de condiţia de racordare cu zona elastică. În acest fel, funcţia analitică pentru τ dată de (9) este cît mai aproape de diagrama caracteristică a oţelului în reprezentarea ei convenţională, grafică (fig. 3). Aceşti coeficienţi se calculează cu relaţiile:

$$C = \frac{-\frac{E_p}{100}\,\varepsilon_{0.01}^2 + \frac{\varepsilon_{0.2}\,\varepsilon_r\,(\sigma_r^c - \sigma_{0.2}^c)}{\varepsilon_r - \varepsilon_{0.2}}}{\frac{2}{\varepsilon_{0.01}} - \frac{\varepsilon_{0.2} + \varepsilon_r}{\varepsilon_{0.2} \cdot \varepsilon_r}}$$

$$B = -\frac{2}{\varepsilon_{0.01}}\,C - \frac{E_p}{100}\,\varepsilon_{0.01}^2 \tag{10}$$

$$A = \sigma_r^c - \frac{B}{\varepsilon_r} - \frac{C}{\varepsilon_r^2}$$

$$D = (\sigma_{0.01}^c - A - B/\varepsilon_{0.01} - C/\varepsilon_{0.01}^2) \cdot \varepsilon_{0.01}^5$$

În cazul suprastructurilor de poduri, pentru valorile normate ale diagramei caracteristice ale oţelului (SBP I), arătate mai înainte, şi coeficientul de omogenitate egal cu 0,72, coeficienţii curbei caracteristice de calcul (9) sînt egali cu: $A = 12\,192,\ 9128$; $B = -522,\ 9618$; $C = -822,\ 9674$; $D = 21{,}6713$.

Cunoscînd funcţia curbei caracteristice de calcul pentru $\varepsilon \geqslant \varepsilon_{0.01}$, se pot afla prin încercări valorile deformaţiilor specifice cînd se dau eforturile unitare din armătură.

În programul de calcul al grinzilor precomprimate valorile $\varepsilon = f(\sigma)$ se determină utilizînd o subrutină corespunzătoare.

Succesiunea operaţiilor de calcul

Determinarea momentului încovoietor de calcul la starea limită de rezistenţă, în secţiuni normale, se face prin încercări (Normativul P. 8—62, anexa II). Paşii de calcul sînt:

— se alege o poziţie oarecare pentru axa neutră, $x = x_0$;

*) daN/cm² = 1 kgf/cm²

— se calculează efortul unitar convenţional în armătură :

$$\sigma_{i0}^{i} = m_0 \, \sigma_0^i,$$

unde σ_0^i este efortul unitar în armătura i, în faza iniţială de pretensionare ;

— din diagrama caracteristică a oţelului (funcţia calculată (9)) se obţine deformaţia specifică ε_{p0}^i pentru σ_{p0}^i determinat mai sus ;

— se calculează $\bar{\sigma}_p^i = \bar{\sigma}_0^i + n_p \, \sigma_b \, (\bar{P} + g)$, unde $\bar{\sigma}_0^i$ este efortul unitar în armătura i în faza finală, iar $\sigma_b \, (\bar{P} + g)$ este efortul unitar din beton, în centrul de greutate al armăturii, din încărcări permanente şi din efortul final de pretensionare. Efortul unitar din beton se introduce în calcule în valoare absolută. În valoarea lui $\bar{\sigma}_p^i$, termenul al doilea $n_p \, \sigma_b \, (\bar{P} + g)$ reprezintă creşterea efortului unitar din armătură datorită momentului încovoietor din sarcinile de exploatare care anulează eforturile unitare de compresiune respective din beton.

Efortul unitar din armătură care, în faza iniţială, era σ_0^i scade în faza finală la valoarea $\bar{\sigma}_p^i$. Descărcarea nu se mai produce pe curba caracteristică, ci pe o dreaptă, ca în stadiul elastic (fig. 4). Deformaţia specifică a armăturii din

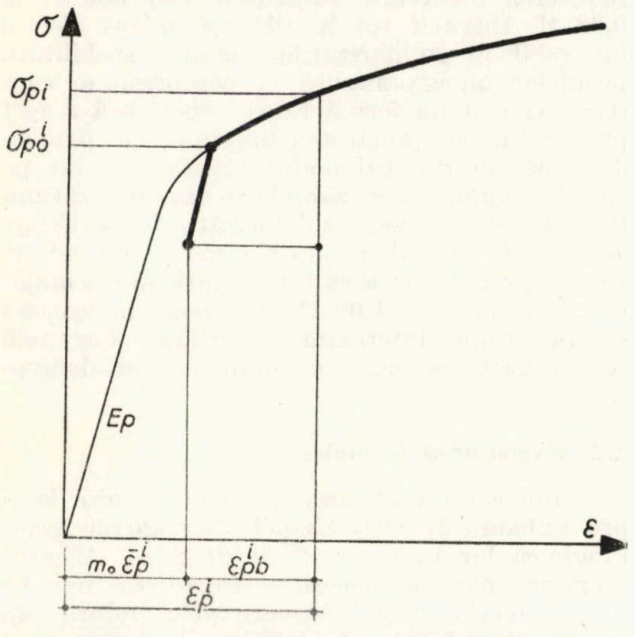


Fig. 4 — Diagrama caracteristică de calcul

faza iniţială (ε_{p0}^i) se micşorează cu valoarea dată de variaţia respectivă a eforturilor unitare din armătură, împărţită la modulul de elasticitate.

● Deformaţia specifică a armăturii, corespunzătoare fazei finale este :

$$m_0 \, \bar{\varepsilon}_p^i = \varepsilon_{p0}^i - 100 \cdot m_0 \, (\sigma_{p0}^i - \bar{\sigma}_{p0}^i)/E_p$$

● Deformaţia specifică a armăturii pretensionate din zona întinsă este, conform relaţiei (1) :

$$\varepsilon_p^i = m_0 \, \bar{\varepsilon}_p^i + \varepsilon_{po}^i.$$

● Deformaţia specifică medie a armăturii (ε_{po}^i), corespunzătoare deformaţiei specifice limită convenţională de calcul la compresiune din încovoiere a betonului (ε_b), se calculează cu relaţia (2). Valoarea deformaţiei specifice a betonului (ε_b) se poate lua în calcule egală cu 0,1% pentru grinzile cu armătură postîntinsă [3].

● Efortul unitar din armătură (σ_{pi}) se determină din curba caracteristică pentru valoarea lui ε_p^i calculată la punctul precedent.

Cunoscînd efortul unitar în toate armăturile (fasciculele) se calculează rezultanta :

$$T = \sum_{i=1}^{n} A_{pi} \, \sigma_{pi}$$

● Dacă $T \neq A_b \, R_i$, se reia calculul de la început, alegîndu-se o nouă poziţie pentru axa neutră : $x = x_0 + \Delta x_0$. Atunci cînd $T = A_b \, R_i$, axa neutră este determinată şi se poate calcula momentul încovoietor la starea limită de rezistenţă [4].

3. Concluzii

Modul de eşalonare a etapelor de calcul şi forma analitică adoptată pentru diagrama caracteristică a oţelului permit calculul automat, prin program, al momentului încovoietor capabil la starea limită de rezistenţă în secţiuni normale.

Procedeul este utilizat atunci cînd secţiunea este puternic armată ($x > 0{,}3 \, h_0$) sau are o formă oarecare, ceea ce necesită scrierea explicită a condiţiei de compatibilitate a deformaţiilor specifice în secţiune.

BIBLIOGRAFIE

[1] Herberg, W. : *Construcţii de beton precomprimat*, vol. I. Bucureşti, Editura tehnică, 1959.

[2] Nicula I. ş.a. : *Îndrumător pentru calculul elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat prin metoda stărilor limită*. Bucureşti, Editura tehnică, 1963.

[3] * * * *Normativ condiţional pentru calculul construcţiilor la stări limită, P. 8—62*. Bucureşti, Editura tehnică, 1963.

[4] Teodorescu D. : *Automatizarea calculelor grinzilor de beton precomprimat cu armătură postîntinsă*. Revista transporturilor, nr. 11, 1971.

FOLOSIREA ÎN CONSTRUCȚII A PROFILELOR METALICE CU PEREȚI SUBȚIRI FORMATE LA RECE

Experimentarea unor ferme și pane din grinzi cu zăbrele

Prof. emerit ing. DAN MATEESCU
Institutul politehnic Timișoara

Conf. dr. ing. IOSIF APPELTAUER
dr. ing. NICOLAE BĂLUȚ
dr. ing. VICTOR GIONCU
INCERC, filiala Timișoara

Intrarea în funcțiune a liniilor de laminare la rece de la Uzina metalurgică Iași a creat posibilitatea folosirii și în domeniul construcțiilor a profilelor cu pereți subțiri formate la rece. La INCERC filiala Timișoara, în colaborare cu Institutul politehnic Timișoara, Catedra de construcții metalice, se studiază, începînd din 1964, probleme legate de calculul elementelor realizate din aceste profile. Studiile teoretice și experimentale efectuate au fost concretizate prin elaborarea de către INCERC filiala Timișoara, în colaborare cu catedrele de construcții metalice de la Institutul politehnic Timișoara și Institutul de construcții București și IPROMET București, a *„Instrucțiunilor tehnice pentru proiectarea construcțiilor metalice din profile cu pereți subțiri"* [1]. Pentru studierea comportării acestor profile în cadrul unor elemente de construcție s-au întreprins studii teoretice și experimentale pe ferme și pane din grinzi cu zăbrele la care economia de oțel, față de alcătuirea lor din profile laminate la cald, poate fi de 20...25 % [2].

Astfel, s-au experimentat două ferme cu deschiderea de 12 m și un panou de acoperiș compus din pane cu zăbrele cu deschiderea de 12 m și plăci din beton celular autoclavizat. În cadrul experimentărilor s-a urmărit comportarea în stadiul de exploatare, determinarea capacității portante și problemele legate de execuția acestor elemente.

2. EXPERIMENTAREA FERMELOR CU DESCHIDEREA DE 12 m

2.1. Proiectarea fermelor

Fermele au fost calculate pentru o încărcare provenită din plăci de beton celular autoclavizat așezate pe pane din profile cu pereți subțiri, izolație hidrofugă și zăpadă, rezultînd astfel o încărcare în noduri de 1,0 tf. Talpa superioară a fost alcătuită dintr-un profil omega (fig. 1) între pereții căruia se introduc zăbrelele din profile U, iar talpa inferioară este formată din două profile U (fig. 2). Fermele au fost proiectate în 1964 pe baza normativului american, ediția 1956 [3], care nu prevede calculul la flambaj prin încovoiere-răsucire, dar are, în schimb, coeficienți de siguranță majorați față de cei ai calculului profilelor laminate la cald. Deoarece în [4] s-a arătat importanța flambajului prin încovoiere-răsucire la calculul profilelor omega, fermele au fost recalculate. Pentru o limită de curgere de $\sigma_c = 2400$ kgf/cm² a rezultat în talpa superioară, în stadiul de exploatare, o forță axială de 9,5 tf, ceea ce a dus la reducerea încărcării admisibile din noduri la 0,88 tf. Întrucît tot în [4] s-a arătat efectul favorabil al solidarizărilor asupra stabilității profilelor omega supuse la compresiune centrică, la a doua fermă talpa superioară a fost prevăzută, pe jumătatea lungimii, cu plăcuțe de capăt în dreptul nodurilor (fig. 3), iar pe cealaltă jumătate cu zăbreluțe din oțel rotund (fig. 4). Prin aceste solidarizări, forța axială admisibilă în talpa superioară a crescut la 14,15 tf, dar încărcarea din noduri nu s-a majorat decît pînă la 1,09 tf, deoarece, în această soluție, talpa inferioară și prima diagonală comprimată lucrează în condiții mai defavorabile.

2.2. Executarea fermelor

Profilele au fost formate prin îndoire la o presă abkant de către Uzinele de vagoane Arad, lungimea lor maximă fiind de 2 m. Această lungime mică a necesitat înnădirea barelor tălpii superioare și inferioare prin sudură cap la cap. Avînd în vedere grosimile foarte mici ale pereților (2,5 și 3,0 mm), s-au făcut încercări preliminare pentru determinarea procedeului de sudare adecvat. Sudurile s-au executat cu electrozi EL 44 T ($d = 3{,}25$ mm) fără interspațiu și placă de suport. S-au efectuat cîte trei încercări la întindere centrică pentru profilul U și omega astfel sudat, obținîndu-se în toate cazurile ruperi în afara sudurii (fig. 5).

Pentru prinderea barelor în noduri, în proiect s-au prevăzut nituri electrice executate cu electronituitorul tip „Semănătoarea" București. Cum însă încercările preliminare pe 19 eșantioane nu au dat rezultate sigure pentru cazul sudării tablelor de 3 mm grosime, s-au încercat

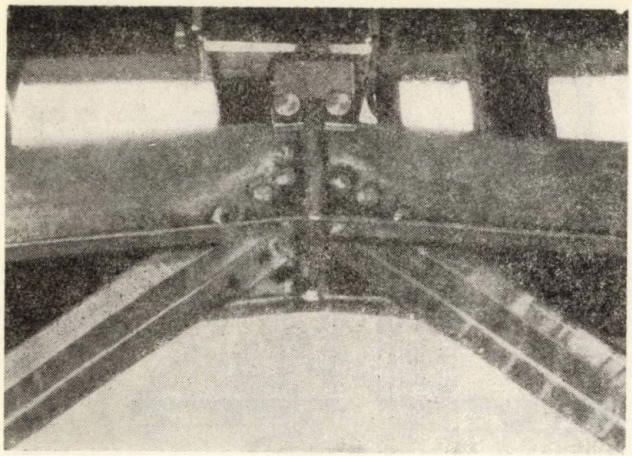


Fig. 1

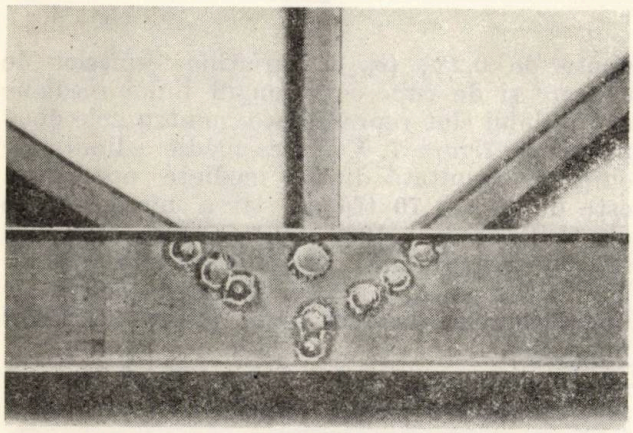


Fig. 2

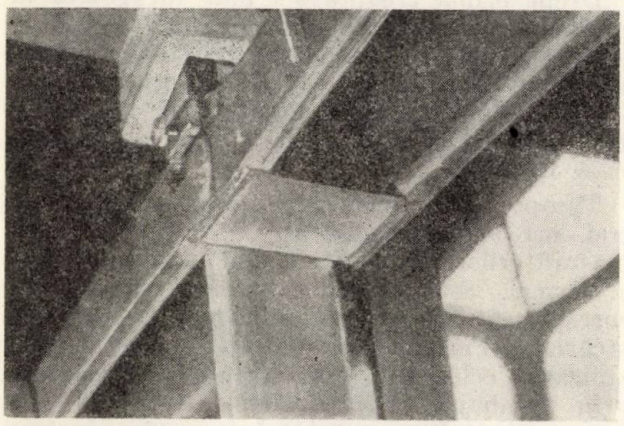


Fig. 3

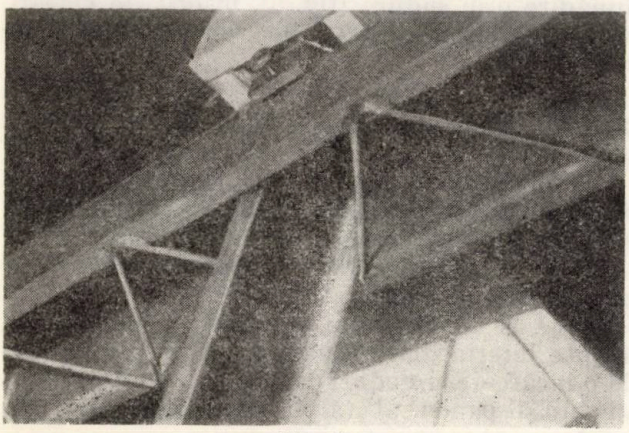


Fig. 4

10 epruvete asamblate prin suduri în găuri cu diametru de 8 mm, cu electrozi EL 44 T (d = = 3,25 mm), obținîndu-se coeficienți de siguranță cuprinși între 2,08 și 3,70. În urma acestor rezultate s-a preferat prinderea barelor în noduri prin sudură în găuri (fig. 1 și 2).

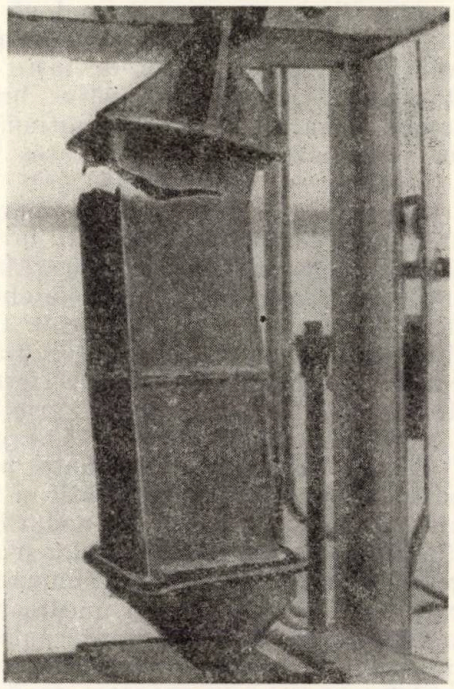


Fig. 5

2.3. Aspectele urmărite prin experimentarea fermelor

Prin încercarea celor două ferme s-au urmărit următoarele aspecte :

a) determinarea experimentală a modului de pierdere a stabilității și a mărimii încărcării critice de flambaj ;

b) influența asupra flambajului prin încovoiere-răsucire (presupus în calcule a se produce fără rotirea nodurilor) a rigidității la încovoiere a zăbrelelor prinse direct de talpa superioară ;

c) verificarea experimentală a eforturilor unitare din barele fermei, în raport cu cele calculate ;

d) compararea deformațiilor măsurate cu cele calculate.

2.4. Dispozitivul și aparatura de încercare

Întrucît prin încercarea fermelor s-a urmărit, în primul rînd, verificarea experimentală a ipotezelor de calcul, s-a căutat a se realiza condiții de lucru cît mai apropiate de modul de calcul. Astfel, rezemările au fost realizate sub forma unei articulații și a unui reazem liber. Deoarece s-a urmărit și verificarea rezistenței opuse de rigiditatea la încovoiere a zăbrelelor în noduri, rezemarea totală trebuia făcută la nivelul axei de răsucire a tălpii superioare. Fiecare fermă încercîndu-se separat, au fost necesare măsuri pentru împiedicarea

deplasării laterale a nodurilor pentru ca flambajul prin încovoiere-răsucire al tălpii superioare să se producă numai între nodurile fermei. În vederea realizării acestor condiţii s-a proiectat un dispozitiv de încărcare special, arătat în figura 6 şi descris pe larg în [5].

Ferma (*1* în figura 6), aşezată pe două cadre de capăt, a fost încărcată prin intermediul unor braţe (*6*) prinse articulat de nişte cadre rigide. Bazinele (*7*), aşezate la capătul braţelor de încărcare, asigură o încărcare continuă prin umplerea progresivă cu apă. Ridicarea şi coborîrea braţelor se manipulează prin intermediul unor role (*9*) şi al unui tambur (*10*). Încărcarea prin intermediul acestui braţ are avantajul, pe lîngă multiplicarea încărcării, de a asigura nedeplasarea nodurilor (cele obţinute prin rotirea braţului sînt neînsemnate). Pentru ca rigiditatea la încovoiere a acestor braţe să nu afecteze rotirile din nodurile fermelor, transmiterea încărcărilor s-a făcut prin intermediul unor articulaţii sferice descrise pe larg în [5]. La verificările efectuate privind coeficientul de majorare a încărcării şi determinarea încărcării transmise în nodurile fermelor din greutatea proprie a braţelor şi a bazinelor goale, a fost folosit un dinamometru. În comparaţie cu alte sisteme de încărcare descrise în literatură, dispozitivul preconizat are avantaje certe. În primul rînd, se pot încărca ferme izolate; în [6] s-au executat două ferme contravîntuite, încărcîndu-se numai una, cealaltă avînd rolul de contravîntuire. Pe lîngă faptul că transmiterea încărcărilor nu este atît de clară, se obţin date experimentale numai pentru o singură fermă. În [7] s-au executat tot două ferme contravîntuite, dar au fost încărcate ambele ferme. În mod inevitabil, fermele nu vor ceda concomitent şi determinarea capacităţii portante a fiecărei ferme nu este suficient de clară.

Pentru determinarea eforturilor din bare s-a folosit tensometria electrică, dispunîndu-se cîte 4 traductoare rezistive în 9 secţiuni semnificative.

Pentru determinarea deplasărilor şi a rotaţiilor tălpii superioare s-au folosit fleximetre cu fir; cîte două au fost legate la capătul unei vergele cu o lungime de 2 m, prinse transversal pe fermă, pentru determinarea deplasării verticale şi a rotirii nodului, şi unul a fost legat direct de nod, pentru măsurarea deplasărilor orizontale.

2.5. Încercări auxiliare

Pentru a determina valoarea medie a limitei de curgere pe profilul întreg, la care prin formare la rece se produc puternice ecruisări ale colţurilor, s-au tăiat şi încercat la întindere cîte 23 de fîşii din două profile omega (fig. 7).

Deoarece oţelul folosit la executarea profilelor nu prezenta palier, limita de curgere a fost determinată pe baza unei deformaţii remanente de 0,2% ($\sigma_{0,2}$). Variaţiile limitelor de curgere şi de rupere în lungul liniei mediane a profilului sînt reprezentate, pentru cele două profile, în figura 7. Valoarea medie a limitei de curgere, rezultată dintr-o mediere ponderată, este de $\sigma_c = 1{,}70$ tf/cm², iar a modulului de elasticitate, $E = 1900$ tf/cm². Încercările au arătat că materialul folosit la formarea profilelor a fost un oţel moale. Totuşi, în colţuri, în urma formării la rece, s-au produs ecruisări puternice.

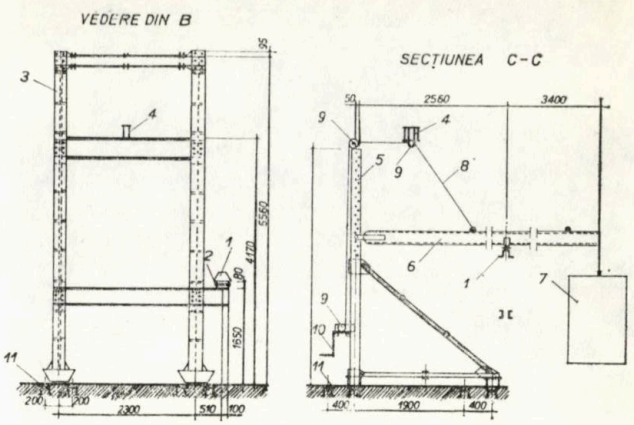


Fig. 6

2.6. Încercarea primei ferme

Drept primă treaptă s-a luat încărcarea de exploatare, cu sarcina din nod de $P = 0{,}88 - 0{,}04 = 0{,}84$ tf (s-a scăzut greutatea proprie a fermei, aferentă unui nod). Treapta a doua s-a considerat a fi încărcarea în noduri de $P = 1{,}5 - 0{,}04 = 1{,}46$ tf, iar treapta a treia $P = 1{,}83$ tf.

Treapta I de încărcare a fost realizată de trei ori succesiv, pentru a avea siguranţa măsurătorilor şi a verifica comportarea elastică a fermei. S-au reţinut numai măsurătorile corespunzătoare ultimei aplicări a treptei I de încărcare. Ferma a cedat practic imediat după aplicarea celei de-a doua trepte de încărcare, prin flambajul cu încovoiere-răsucire al unui panou din talpa superioară în care exista o înnădire prin sudură (fig. 8), însoţit de voalări, atît ale secţiunilor de mijloc, cît şi ale celor de capăt (fig. 9).

2.7. Încercarea celei de-a doua ferme

Treptele de încărcare au fost stabilite în funcţie de rezistenţele tălpii întinse. Prima treaptă de încărcare a fost de $P = 1{,}09 - 0{,}04 = 1{,}05$ tf, corespunzătoare încărcării de exploatare. Trecerea la treapta a II-a de $P = 1{,}83$ tf în nod s-a prevăzut a se face în trepte intermediare. Cedarea fermei s-a produs la o încărcare în noduri de 1,545 tf, prin voalarea aceluiaşi panou al tălpii superioare (fig. 10) ca în cazul primei ferme.

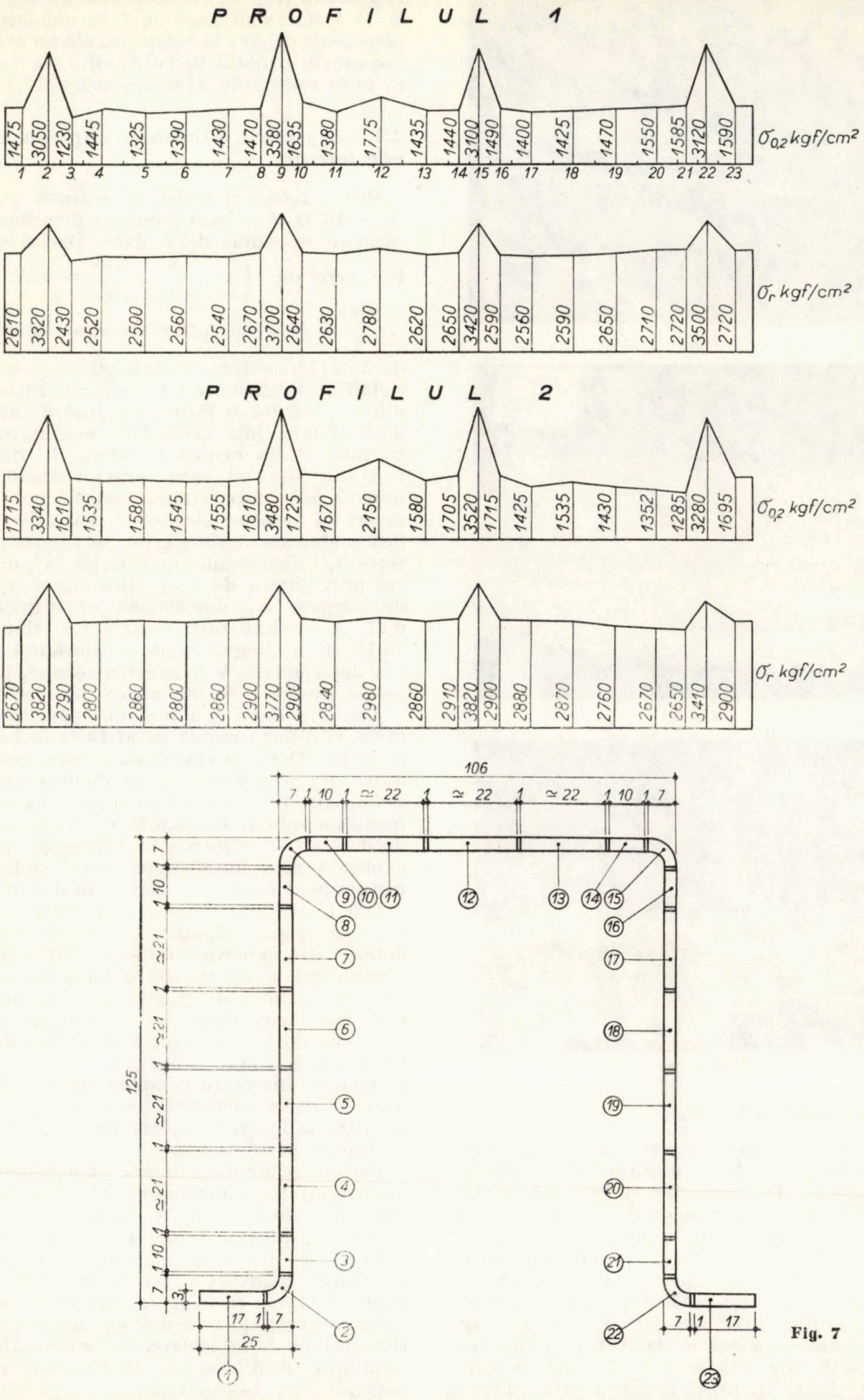

PROFILUL 1
1475 3050 1230 1445 1325 1390 1430 1470 3580 1635 1380 1775 1435 1440 3100 1490 1400 1425 1470 1550 1585 3120 1590
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23
σ0,2 kgf/cm²
2610 3320 2430 2520 2500 2560 2540 2670 3700 2640 2630 2780 2620 2650 3420 2590 2560 2590 2650 2710 2720 3500 2720
σr kgf/cm²
PROFILUL 2
1715 3340 1610 1535 1580 1545 1555 1610 3480 1725 1670 2150 1580 1705 3520 1715 1425 1535 1430 1352 1285 3280 1695
σ0,2 kgf/cm²
2670 3820 2790 2800 2860 2800 2860 2900 3770 2900 2840 2980 2860 2910 3820 2900 2880 2870 2760 2670 2650 3410 2900
σr kgf/cm²
106
7 1 10 1 ≃ 22 1 ≃ 22 1 ≃ 22 1 10 1 7
125
1 7
1 10
1 ≃21
1 ≃21
1 ≃21
1 ≃21
1 10
7 1
3
17 1 7
25
1 7 1 17
9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 1 2 3 4 5 6 7 8

Fig. 7

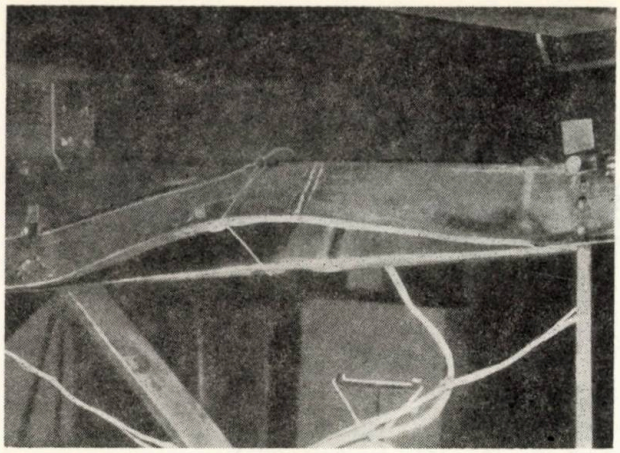


Fig. 8

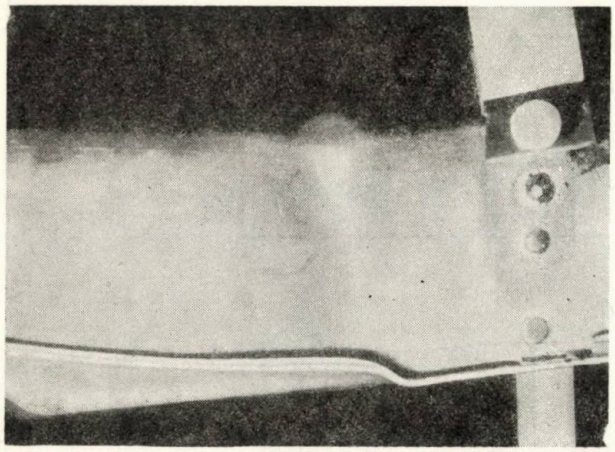


Fig. 9

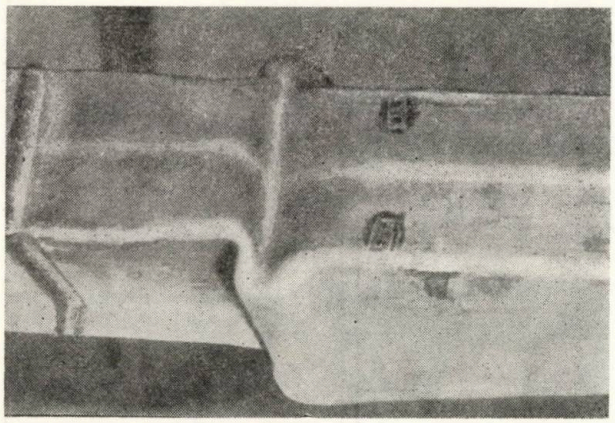


Fig. 10

2.8. Încercări suplimentare

Întrucît în ambele cazuri cedarea fermelor s-a produs într-o bară înnădită prin sudură, s-au încercat la compresiune centrică patru profile omega cu lungimea de 1,5 m, corespunzătoare lungimii unui panou. Pentru transmiterea încărcărilor, astfel ca să se poată produce strîmbarea liberă a capetelor barelor, reproducînd astfel situația reală din fermă, s-a proiectat un dispozitiv special, descris pe larg în [5]. Bara nesudată a flambat prin încovoiere-răsucire (fig. 11) la o forță axială critică de 16,6 tf, iar în cazul înnădirii prin sudură cap la cap (fig. 12) forța critică a scăzut puțin, la 15,4 tf. Două bare au fost solidarizate cu plăcuțe de capăt; la încercare, ele au cedat prin voalare în dreptul dispozitivului de încărcare, la forțe critice de 17,0, respectiv 17,7 tf.

2.9. Compararea rezultatelor experimentale cu cele teoretice

Prima fermă a cedat la o forță axială de $N_{cr} = 16{,}25$ tf în bara flambată prin încovoiere-răsucire cu semne de voalare. Deoarece suplețile pereților $\left(s = \frac{b}{t} = \frac{125}{3} = 41{,}7 \text{ și } s = \frac{106}{3} = 35{,}3 \right)$ nu întrec valoarea limită de 45 dată în [1], voalarea trebuie pusă în seama unei rigidități insuficiente a rebordului. Într-adevăr, din [1] rezultă o lățime minimă a rebordului de 27,4 mm, mai mare decît cea existentă de 25 mm. Forța critică teoretică de flambaj a fost calculată pe baza caracteristicilor determinate ale materialului, considerînd, pentru domeniul elastico-plastic, o variație parabolică a efortului unitar critic în raport cu zvelțea λ, ținînd seama însă, după [8], de raportul între limita de proporționalitate σ_p și cea de curgere σ_c, determinat experimental la 0,77. A rezultat forța critică de flambaj de 16,18 tf, în foarte bună concordanță atît cu cea determinată la încercarea fermei, cît și cu cea obținută prin încercarea barelor izolate.

Ferma a doua și-a pierdut capacitatea portantă la o forță axială de 17,14 tf în bara care a voalat. Dacă se calculează încărcarea critică după [9], ținîndu-se seama de lățimea rebordului, care nu respectă condiția cerută în [1], rezultă o valoare de 18,8 tf, cu 9,7% mai mare decît cea experimentală. Diferența poate fi explicată prin împrăștierea rezultatelor experimentale, datorată imperfecțiunilor barei.

Din figura 13, în care s-au reprezentat, cu linie continuă, săgețile și rotirile nodurilor determinate experimental și, cu linie punctată, valorile calculate, rezultă o bună concordanță între cele două diagrame. Săgețile măsurate sînt mai mari decît cele calculate, datorită unor curgeri locale cauzate de eforturile remanente din profile în urma îmbinării prin sudură în noduri. Diferențe comparabile cu cele obținute la experimentarea fermelor sînt relatate și în [6] la încercarea altor ferme realizate din profile cu pereți subțiri.

Forțele axiale determinate experimental prin măsurători tensometrice diferă de cele calculate cu valori cuprinse între — 16,1% și — 28,2%, pentru prima fermă, și 5,92% și —20,2% la cea de-a doua fermă. Deoarece instalația de încărcare a fost etalonată înainte de experimentarea fermelor și pentru că există o bună concordanță cu valorile determinate experimental pe bare izolate, se poate afirma cu siguranță că diferențele se datoresc exclusiv măsurătorilor tensometrice.

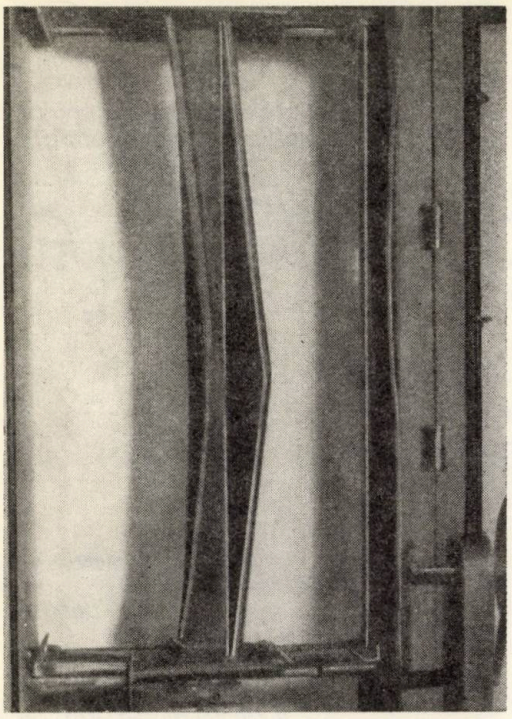


Fig. 11

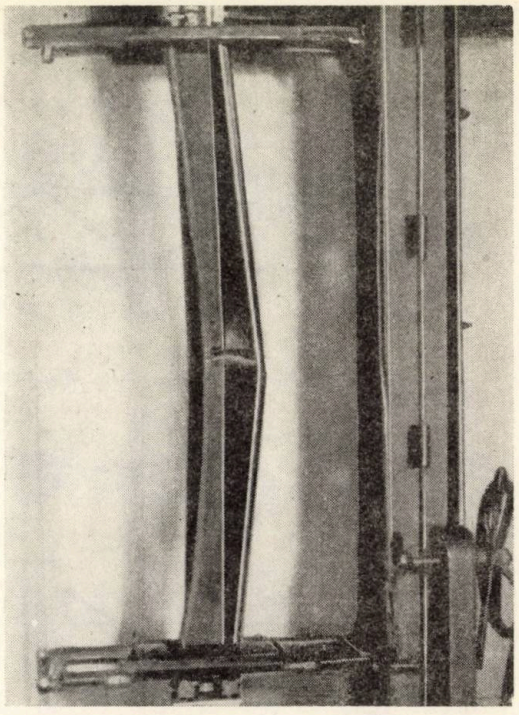


Fig. 12

3. EXPERIMENTAREA PANOULUI DE ACOPERIŞ

3.1. Proiectul panelor

Panoul de acoperiş a fost alcătuit din trei pane de 12 m deschidere (cu o schemă statică sub forma unei grinzi cu zăbrele), aşezate la distanţa de 3 m, şi din plăci de beton celular autoclavizat. Talpa superioară a panelor a fost alcătuită dintr-un profil omega, între pereţii căruia se introduc zăbrele alcătuite din profile U. Spre deosebire de ferme, la pane talpa inferioară a fost alcătuită dintr-un profil U aşezat orizontal. În figura 14 se poate vedea ansamblul panei, iar în figura 15 cele trei pane montate pe standul de încercare. Din greutatea învelitorii, zăpadă şi greutatea proprie a grinzii a rezultat o încărcare de 800 kgf/m. Panele au fost calculate pentru o limită de curgere de $\sigma_c = 2400$ kgf/cm^2 şi $\sigma_a = 1500$ kgf/cm^2, corespunzătoare oţelului OL 37, deoarece proiectarea panelor s-a făcut înainte de a se pune problema măririi rezistenţelor admisibile pentru acest oţel la $\sigma_a = 1600$ kgf/cm^2, aşa cum este prevăzut în [1].

3.2. Executarea panelor şi a panoului de acoperiş

Cele trei pane au fost executate din profile formate la abkant la Uzinele de vagoane Arad. Înnădirea barelor de 2 m lungime s-a făcut prin sudură cap la cap, cu aceeaşi tehnologie ca în cazul fermelor. În schimb, îmbinările în noduri s-au executat prin cordoane de sudură în relief, pe baza experienţei acumulate între timp. Tehnologia de execuţie a sudurilor nu s-a deosebit cu nimic de modul obişnuit de realizare a sudurilor în cordoane. Deoarece lăţimea tălpii superioare nu a asigurat o rezemare suficientă a plăcilor de beton, s-au sudat de aceasta cîte două plăcuţe metalice pentru fiecare placă, de care au fost prinse apoi mustăţile necesare monolitizării plăcilor (fig. 16). Pentru a nu supune panele la condiţii de încărcare defavorabile din punct de vedere al stabilităţii generale, montarea plăcilor s-a făcut în paralel pe ambele părţi ale panei centrale. De asemenea, plăcile aşezate pe pane au fost imediat legate prin mustăţi. După aşezarea tuturor plăcilor, rostul dintre plăci a fost betonat.

3.3. Aspecte urmărite la încercarea panoului de acoperiş

Programul de experimentare a urmărit:

a) comportarea panelor în timpul montajului plăcilor de beton;

b) comportarea panei la încărcarea de exploatare;

c) modul de pierdere a capacităţii portante şi coeficientul de siguranţă al panei;

d) conlucrarea tălpii superioare a panei cu plăcile de beton.

3.4. Sistemul de încărcare şi măsurare

Din cele trei pane, s-a încercat numai pana centrală cu ajutorul a 10 bazine cu apă dispuse în lungul panei. Pentru a asigura transmiterea încărcării numai la pana centrală, bazinele au fost aşezate pe doi dulapi alăturaţi (fig. 17). Deşi această încărcare liniară nu corespunde cu încărcarea reală a acoperişului, totuşi ea poate permite reproducerea comportării reale a panei centrale, dacă se urmăreşte în cursul încercării şi eventuala redistribuire a încărcării pe

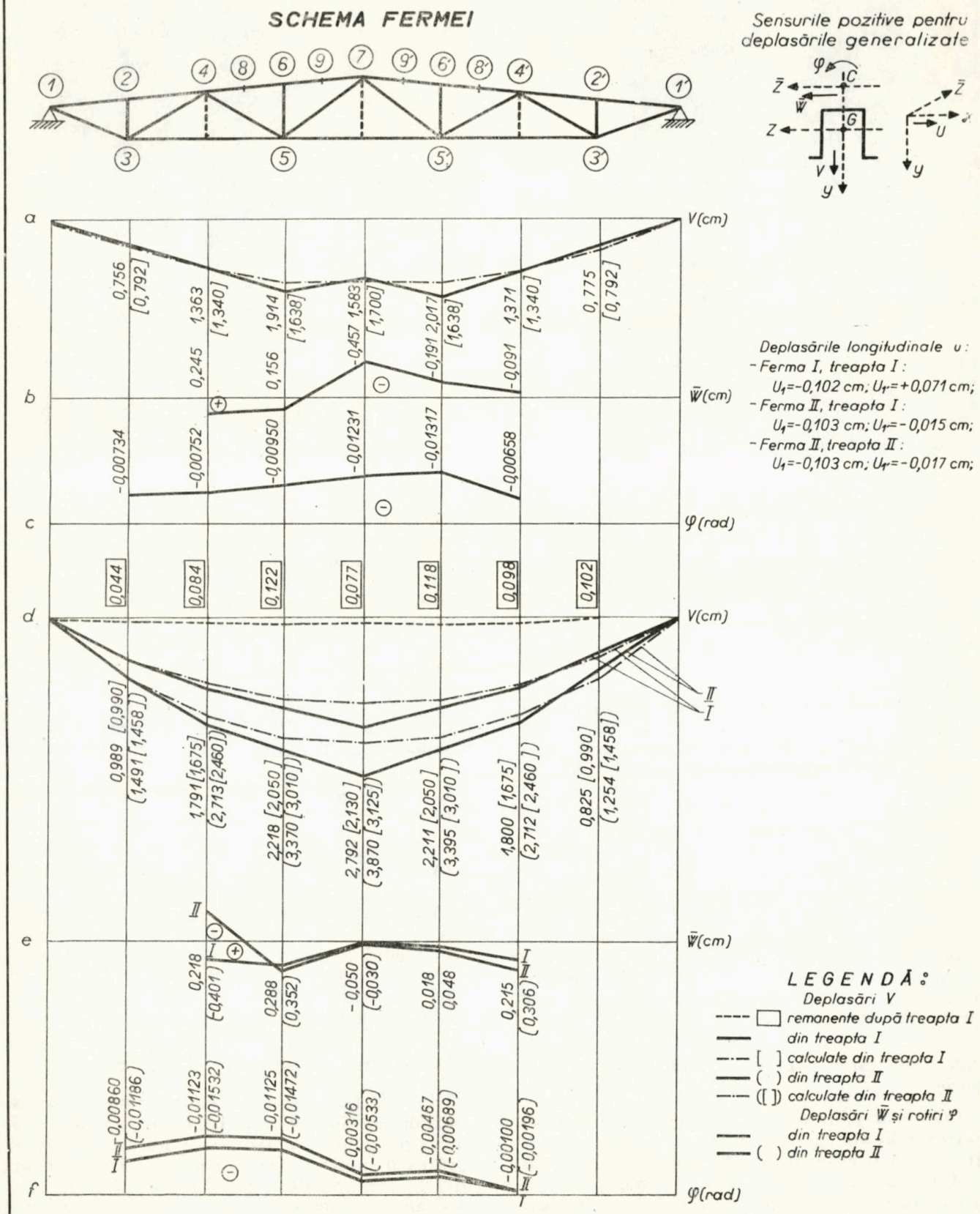

SCHEMA FERMEI
Sensurile pozitive pentru deplasările generalizate
Deplasările longitudinale u:
- Ferma I, treapta I:
U_1=-0,102 cm; $U_{1'}$=+0,071 cm;
- Ferma II, treapta I:
U_1=-0,103 cm; $U_{1'}$=-0,015 cm;
- Ferma II, treapta II:
U_1=-0,103 cm; $U_{1'}$=-0,017 cm;
V(cm)
$\bar{W}$(cm)
φ(rad)
LEGENDĂ:
Deplasări V
remanente după treapta I
din treapta I
[ ] calculate din treapta I
( ) din treapta II
([ ]) calculate din treapta II
Deplasări $\bar{W}$ și rotiri φ
din treapta I
( ) din treapta II

Fig. 13

panele marginale prin rigiditatea la încovoiere transversală a învelitorii de beton.

Deplasările verticale şi orizontale s-au măsurat cu ajutorul fleximetrelor cu fir montate în nodurile panelor. Eforturile au fost măsurate în patru secţiuni semnificative, cu ajutorul traductorilor electrici rezistivi. Pentru a cunoaşte conlucrarea între pană şi învelitoare, s-au dispus timbre pe ambele feţe ale plăcilor de beton, atît în sens transversal, cît şi longitudinal.

3.5. Comportarea panelor în timpul montării plăcilor de beton

În timpul montării plăcilor de beton s-au măsurat deplasările orizontale şi verticale ale panelor. Săgeţile verticale, măsurate la mijlocul deschiderii la sfîrşitul montării plăcilor, au fost de 0,87 cm pentru pana centrală şi respectiv 0,44 cm şi 0,57 cm la panele marginale. Deplasările orizontale nu au avut valori semnificative, indicaţiile fleximetrelor oscilînd în jurul valorilor iniţiale, datorită operaţiilor de montaj. Nu s-a observat nici un fenomen de pierdere a stabilităţii generale în timpul montării plăcilor.

3.6. Încercarea panoului de acoperiş

Prima treaptă de încărcare, reprezentînd 0,32 tf/m, a fost epuizată de greutatea proprie a panei şi a plăcilor prefabricate (inclusiv betonul în rosturi). Prin montarea bazinelor goale s-a atins a doua treaptă de încărcare, de 0,48 tf/m. A treia treaptă de încărcare a reprezentat încărcarea de serviciu a panei centrale, de 0,8 tf/m. De aici, încărcarea a fost majorată cu cîte 0,20 tf/m de la treaptă la treaptă, pînă la epuizarea capacităţii portante a panei.

În fig. 18 s-au reprezentat cu linie plină săgeţile măsurate ale panei centrale şi cu linie punctată cele calculate. Se constată că pînă la treapta a cincea de încărcare, definită prin 1,2 tf/m, adică de 1,5 ori încărcarea de serviciu, săgeţile verticale au crescut proporţional şi, spre deosebire de cazul fermelor, au avut valori mai mici decît cele calculate. Cu depăşirea acestei trepte, s-a observat o creştere rapidă a săgeţilor. Ultima înregistrare a săgeţilor s-a făcut în dreptul treptei VI de încărcare, definită prin 1,4 tf/m. Sub treapta VII de încărcare, adică la 1,6 tf/m (de două ori încărcarea de serviciu), pana centrală s-a deformat atît de mult încît talpa inferioară s-a rezemat pe cuburile de beton aşezate pentru siguranţă sub nodurile panei (fig. 19). Săgeţile verticale ale panelor marginale au crescut foarte puţin pînă la treapta corespunzătoare încărcării de serviciu, faţă de valorile obţinute din montajul plăcilor de beton armat. După această treaptă, fleximetrele nu au mai înregistrat o creştere a acestor săgeţi.

Eforturile din talpa inferioară şi din diagonale, determinate prin tensometrie electrică, sînt

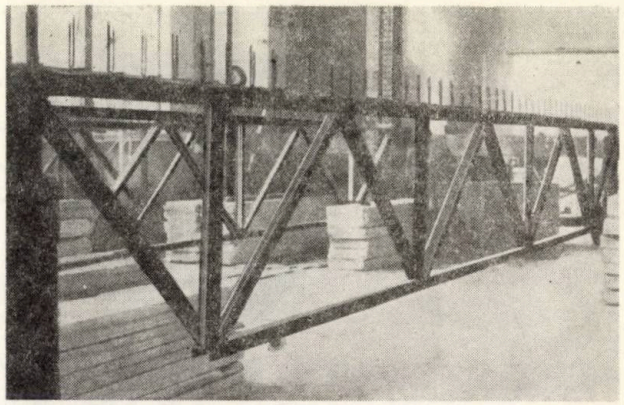


Fig. 14

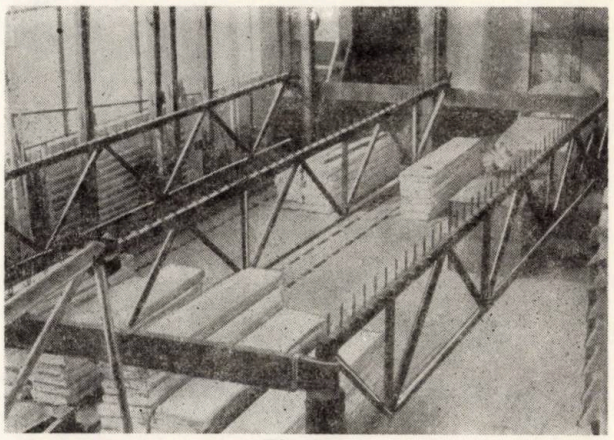


Fig. 15

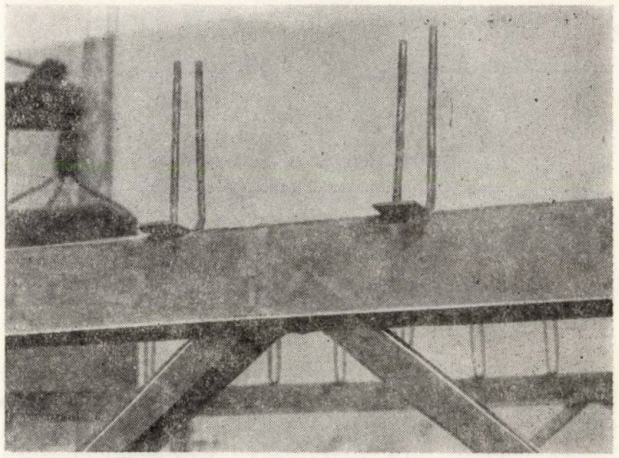


Fig. 16

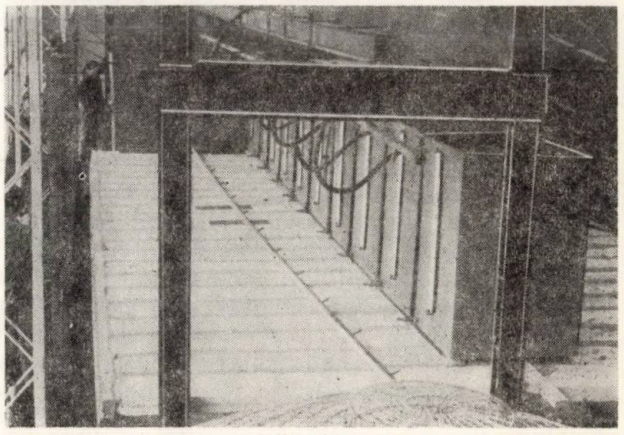


Fig. 17

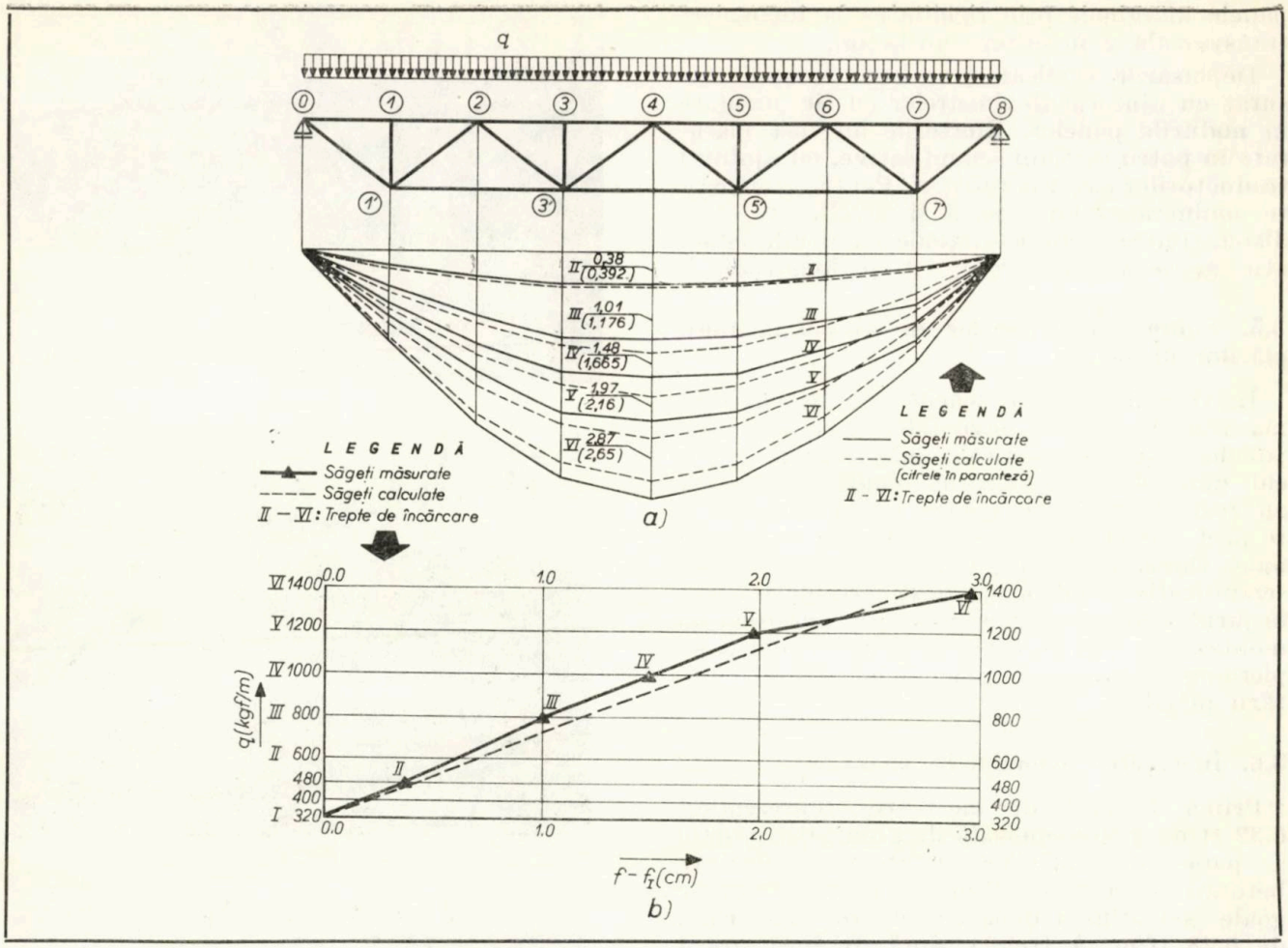


Fig. 18

în bună concordanță cu cele calculate. În schimb, la talpa superioară și pe plăcile de beton, valorile înregistrate au fost foarte mici, în limitele preciziei de măsurare.

3.7. Compararea rezultatelor experimentale cu cele teoretice

Pana centrală a cedat lent prin deformația plastică pronunțată a tălpii inferioare întinse, fără să se producă nici un fenomen de instabilitate (locală sau generală). Modificarea comportării panei în dreptul treptei V, prin creșterea vitezei de deformație (fig. 18), se datorește atingerii limitei de curgere în pereții plani ai profilului U, care alcătuiește talpa inferioară, efortul unitar fiind $\sigma = 2170$ kgf/cm², foarte apropiat de valoarea determinată experimental pentru limita de curgere pe baza unei deformații remanente $\sigma_c = \sigma_{0.2} = 2245$ kgf/cm². La treapta de încărcare VI (1,4 tf/m) se atinge practic limita de curgere medie pentru profilul întreg, efortul fiind de $\sigma = 2540$ kgf/cm² față de $\sigma_c = 2470$ kgf/cm². Deoarece profilul întreg nu prezintă palier de curgere, încărcarea panei a putut fi mărită în continuare până la treapta a VII-a, corespunzătoare unei încărcări de 1,6 tf/m, efortul unitar maxim în talpa inferioară fiind $\sigma = 2900$ kgf/cm².

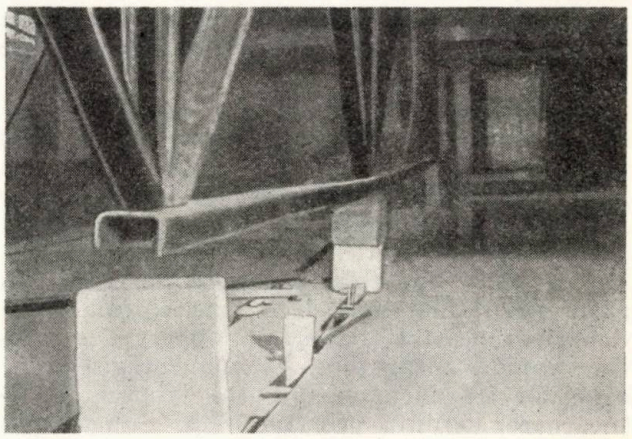


Fig. 19

Deoarece nu a avut loc o distrugere propriu-zisă a panei centrale, încărcarea limită trebuie definită, fie în funcție de un efort unitar limită atins în bara cea mai solicitată a panei, fie în funcție de o deformație limită. Dacă efortul unitar limită este limita de curgere convențională a profilului întreg, starea limită a panei a fost atinsă la o încărcare de 1,4 tf/m, coeficientul de siguranță față de încărcarea de serviciu fiind de $c = \frac{1,4}{0,8} = 1,75$. Dacă prin de-

formație limită se înțelege prima deformație care nu se stabilizează decît după formarea unor săgeți mult mai mari decît cele apărute pînă la trapta respectivă, starea limită a panei a fost atinsă la încărcarea de 1,6 tf/m, corespunzătoare unui coeficient de siguranță de $c = \frac{1,6}{0,8} = 2,00$. Evident, ambele stări limită sînt convenționale și preferarea uneia sau a celeilalte este de domeniul prescripțiilor.

Pentru a aprecia efectul de descărcare al panei centrale prin încovoierea transversală a învelitorii, rezemată pe panele marginale, s-a calculat din săgețile acestora încărcarea corespunzătoare treptei III, de 0,04 tf/m, neglijabilă în raport cu încărcarea panei centrale. Această valoare este în bună concordanță și cu măsurătorile tensometrice. Eforturile axiale măsurate din talpa inferioară și din prima diagonală întinsă au corespuns foarte bine cu cele calculate. În schimb, la talpa superioară, valorile măsurate au fost foarte mici (în limitele preciziei de măsurare) și calcularea eforturilor duce la rezultate incerte. Deoarece măsurătorile similare efectuate la talpa întinsă au dat rezultate foarte bune, este verosimilă concluzia că valorile mici ale eforturilor din talpa superioară se datoresc conlucrării acesteia cu plăcile de beton celular autoclavizat și cu betonul armat turnat între rosturi. Această concluzie este confirmată și de faptul că săgețile măsurate sînt mai mici decît cele calculate, spre deosebire de situația de la fermele experimentale, unde săgețile măsurate erau mai mari decît cele calculate.

4. CONCLUZII

Din proiectarea și experimentarea fermelor și panelor realizate din profile cu pereți subțiri au rezultat aspecte, atît privitoare la proiectarea acestor tipuri de structuri ușoare, cît și la executarea lor :

1. Pentru a putea alcătui nodurile grinzilor cu zăbrele fără gusee, se recomandă folosirea profilului omega pentru talpa superioară și a unui profil U, așezat cu axa de inerție minimă orizontală. Zăbrelele formate din profile U pot fi introduse în interiorul profilului omega, care alcătuiește talpa superioară, și sudate direct de inima profilului U al tălpii inferioare.

2. Pentru prinderea barelor în noduri se preferă executarea cordoanelor de sudură în relief, dispuse după regulile constructive valabile la construcțiile metalice obișnuite.

3. Pentru grinzi cu zăbrele încărcate în noduri, la care pierderea capacității portante se poate produce prin flambajul prin încovoiere-răsucire al unui panou din talpa superioară, se recomandă solidarizarea acesteia cu plăcuțe dispuse după indicațiile din [1].

4. În cazul panelor, economia de oțel a fost de 29% față de o pană cu aceeași deschidere și aceeași încărcare, proiectată din profile laminate la cald. Economiile de oțel pot fi și mai mari, dacă se va pune la punct o învelitoare mai ușoară decît plăcile de beton celular autoclavizat.

5. Dacă învelitoarea este alcătuită din plăci de beton și dacă rosturile se betonează conform detaliilor tipizate pentru prinderea acestor plăci de pane, se poate conta pe o conlucrare a tălpii superioare cu aceste plăci.

6. Din experiența executării fermelor și a panelor încercate se poate afirma că, datorită simplității de execuție (lipsa guseelor), manopera de confecționare nu este mai mare și nici mai dificilă decît cea necesară la construcțiile metalice obișnuite.

7. Trebuie acordată o atenție deosebită problemelor de apărare anticorosivă. Atît fermele, cît și panele, cu toate că au fost păstrate în condiții de laborator, au prezentat aspecte de ruginire în dreptul locurilor de îndoire a profilelor. În cazul folosirii plăcilor de beton, un alt focar de coroziune periculos este linia de contact beton-metal.

8. Se recomandă ca montarea plăcilor de beton celular autoclavizat să se facă pe rînduri transversale panelor, începînd de la panele streașină care sînt contravîntuite. După așezare, fiecare placă se va lega prin mustăți de o armătură longitudinală așezată în rost. În aceste condiții de montare nu trebuie luate precauții speciale în privința stabilității generale a panelor.

BIBLIOGRAFIE

[1] *** *P. 54—69. Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor metalice din profile cu pereți subțiri.* Elaborate de INCERC filiala Timișoara în colaborare cu Catedrele de construcții metalice de la Institutul politehnic Timișoara și Institutul de construcții București și IPROMET București: Buletinul construcțiilor, nr.4—1970.

[2] Csellár Ö., Halász O., Réti V. : *Vékonyfalu acélszerkezetek.* Müszaki Könyvkiadó, Budapesta, 1965.

[3] ***: *Light Gauge Cold Formed Steel Design Manual.* New York, American Iron and Steel Institute, 1956.

[4] Appeltauer I., Bota V., Gioncu V. : *Particularități de comportare și de calcul ale grinzilor cu zăbrele și ale panelor din bare cu pereți subțiri formate la rece.* Studii și cercetări INCERC, nr. 2, 1967.

[5] Mateescu D., Appeltauer I., Băluț N., Gioncu V. : *Essais sur deux fermes de 12 m de portée, en profils à parois minces formés à froid.* Colocviul internațional RILEM Metodologia și tehnica încercării construcțiilor, Buc., sept. 1969, vol. III, p. 317.

[6] Klöppel K., Lacher G. : *Traglastversuche und Biegedrillknickuntersuchung an Dachbindern aus dünnwandigen abgekanteten Profilen.* Der Stahlbau, nr. 7—1966, p. 197.

[7] Golenko G. G. : *Experimentalnîie issledovania svarnîh ferm proliotom 30 m i sjatîh sterjnei iz gnutîh profilei.* În lucrarea : Issledovania po stalnîm konstrukțiam, Gosstroiizdat, Moscova, 1962, p. 214.

[8] Bleich F. : *Buckling Strength of Metal Structures.* McGraw-Hill, New York, 1952.

[9] Pflüger A. : *Thin-Walled Compression Members.* Mitteilungen des Instituts für Statik der Technischen Hochschule Hannover. Teil I-Mitteilung No. 2, Januar 1959; Teil II-Mitteilung No. 3, Juli 1959; Teil III-Mitteilung No. 5, März 1961.

Prof. ing. **LYMON C. REESE**, ing. **MICHAEL W. O'NEILL**
Departamentul de construcții al Universității din Austin, Texas (S.U.A.)

Ing. **IACINT MANOLIU***
Institutul de construcții București

ASPECTE CARACTERISTICE ALE EXECUȚIEI ȘI CALCULULUI PILOȚILOR FORAȚI DE DIAMETRU MARE

În ultimele decenii, un nou tip de fundație de adîncime s-a impus și continuă să cîștige teren în fața tipurilor clasice. Este vorba despre piloții forați de diametru mare sau, mai pe scurt, puțurile forate. Acestea sînt elemente formate prin forarea în pămînt a unei găuri cilindrice și umplerea ei cu beton. Spre deosebire de piloții prefabricați, a căror înfigere este însoțită de deplasarea unui volum corespunzător de pămînt și de o deranjare a structurii acestuia, puțurile forate produc o deranjare redusă a structurii pămîntului.

În cele ce urmează vor fi examinate aspecte privind execuția și calculul puțurilor forate fără cămășuială (tubaj) sau cu cămășuială recuperată, în lumina experienței din S.U.A.

1. EXECUȚIA PUȚURILOR FORATE

1.1. Procedee de forare și principalele faze de lucru

La execuția puțurilor forate se folosește, în funcție de natura terenului, *forajul uscat* sau *forajul umed.*

Forajul uscat, utilizat atunci cînd sînt de străbătut pămînturi argiloase de consistență ridicată, asigură o execuție simplă și rapidă. Conform practicii din S.U.A., o gaură de 0,90 m diametru și 9,50 m lungime este forată în ceva mai puțin de o jumătate de oră. Adăugînd timpul de betonare, durata totală pentru un asemenea pilot este de cca 1 oră.

Forajul umed, cu folosirea unei suspensii de argilă, se utilizează în pămînturi în care pereții găurii nu se pot menține nesprijiniți sau atunci cînd apa subterană pătrunde cu un debit important în gaura de foraj.

Principalele faze ale execuției unui puț forat, cu utilizarea de noroi bentonitic, sînt arătate în fig. 1 *a* ... *i*.

a. Forajul se execută în uscat pînă la fața superioară a stratului de pămînt necoeziv sau a stratului purtător de apă.

b. Gaura este umplută cu suspensie de bentonită, omogenizată pe loc prin rotirea burghiului; suspensia asigură menținerea pereților găurii și întîrzie pătrunderea în interior a apei subterane. Pe măsura adîncirii săpăturii, se adaugă noi cantități de apă și de bentonită pentru a se asigura un nivel constant și o consistență corespunzătoare suspensiei. Noroiul poate fi recirculat printr-un bazin, pentru îndepărtarea detritusului, dar de obicei burghiul însuși scoate la suprafață pămînt în asemenea cantitate încît această operație nu mai este necesară.

c. După ce forajul a depășit în întregime stratul de pămînt necoeziv, pătrunzînd din nou într-un strat argilos, impermeabil, în gaură se introduce un tubaj provizoriu, cu un diametru puțin mai mare decît al burghiului. Dacă stratul median este purtător de apă, tubajul trebuie încastrat în pămîntul coeziv aflat mai jos, pentru a asigura etanșarea față de apa subterană.

d. Noroiul este extras din interiorul tubajului, prin atașarea la capătul tijei a unei cupe, în locul burghiului.

e. Se forează în continuare, în uscat, restul găurii.

f. Dacă este cazul, prin forare în uscat se realizează o lărgire la bază a găurii.

g. Se coboară carcasa de armătură (dacă este prevăzută) și se toarnă betonul în gaură, de obicei printr-o pîlnie. Cînd presiunea coloanei de beton fluid devine suficient de mare, tubajul începe să fie ridicat încet.

h. În momentul în care nivelul betonului ajunge aproape de suprafața terenului, tubajul este ridicat cu 3,0—4,5 m. Betonul fluid ocupă spațiul care exista între tubaj și peretele găurii, înlocuind și împingînd în sus noroiul. Tubajul parțial extras este umplut apoi în întregime cu beton. Presiunea hidrostatică suplimentară creată de coloana de beton fluid de deasupra nivelului terenului contribuie la expulzarea noroiului din jurul tubajului, ceea ce asigură un contact mai bun între peretele găurii și beton.

În fig. 1 *i* este arătat puțul terminat.

* Bursier Fulbright la Departamentul de construcții al Universității din Austin, Texas (S.U.A.) în cursul anului 1968.

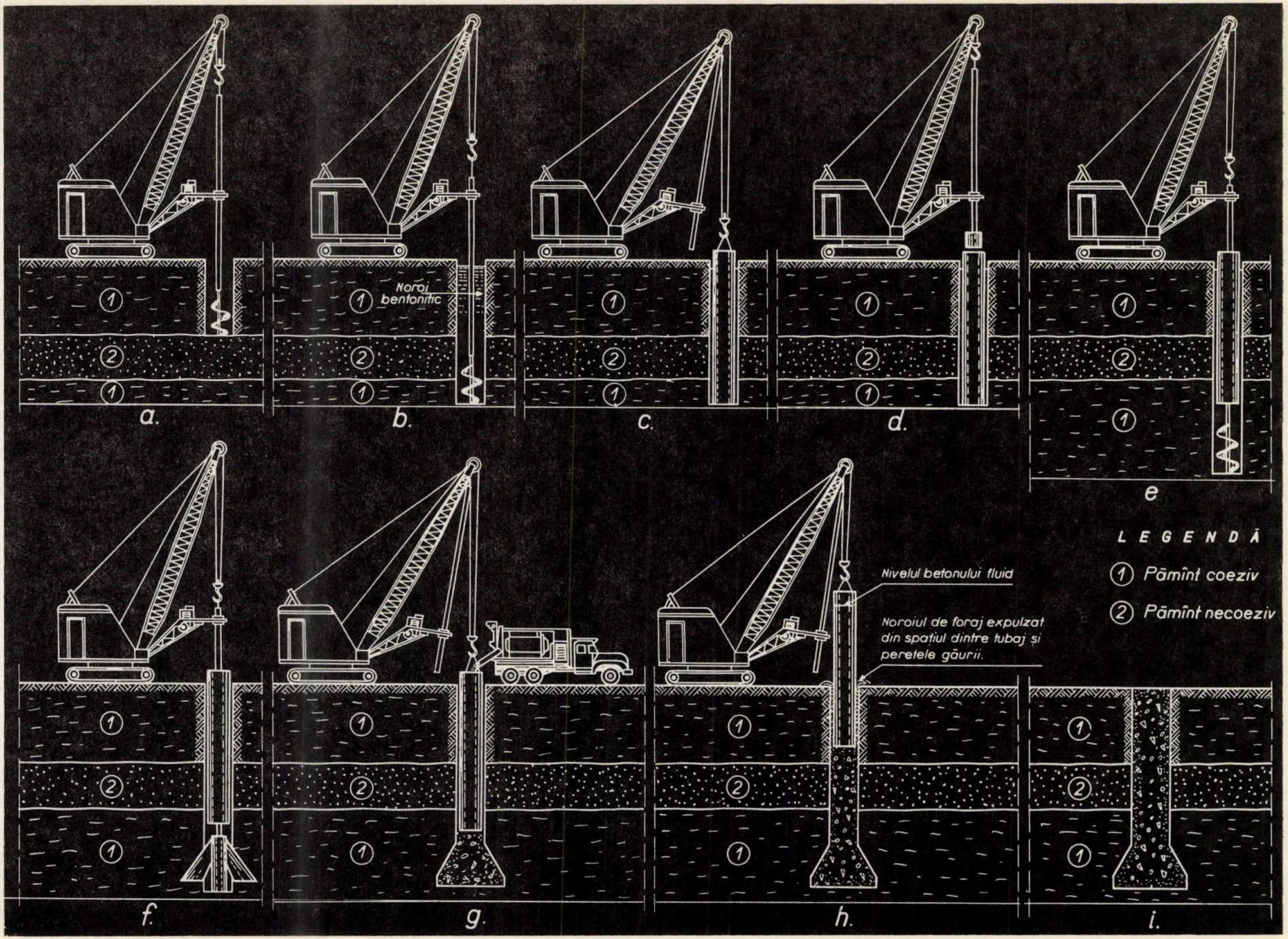

Noroi bentonitic
a.
b.
c.
d.
e
f.
g.
h.
i.
LEGENDĂ
1 Pămînt coeziv
2 Pămînt necoeziv
Nivelul betonului fluid
Noroiul de foraj expulzat din spatiul dintre tubaj și peretele găurii.

Fig. 1

1.2. Materiale utilizate

Betonul din care este format corpul puțului forat trebuie să aibă marca de cel puțin 200 kgf/cm². Atunci cînd se utilizează un tubaj recuperabil, este important ca betonul să fie suficient de fluid, cu o tasare a conului de cel puțin 15 cm și un raport apă-ciment, în greutate, de 0,6. De asemenea, dimensiunea maximă a agregatului trebuie limitată la 25 mm. În acest mod se asigură pătrunderea ușoară a betonului în spațiul dintre perete și tubaj și evacuarea pe această cale a unei cantități maxime de noroi de foraj.

Armarea puțurilor forate se face de obicei cu o carcasă de armătură avînd lungimea găurii, prevăzută cu distanțieri de centrare, care se introduce înainte de betonare. La puțurile solicitate axial și care lucrează ca elemente flotante, eforturile de compresiune în beton sînt de regulă mai mici decît cele admisibile, armarea apărînd în asemenea situații ca o măsură de precauție suplimentară, pentru preluarea eventualelor eforturi de întindere din contracția betonului, încărcări excentrice sau datorate umflării pămîntului.

1.3. Dificultăți și deficiențe caracteristice la execuția puțurilor forate

Înclinarea peretelui găurii, datorită unei poziții incorecte a aparatului de foraj. Toleranța la abaterea față de verticală a axului pilotului se situează, de obicei, sub 1%. Departamentul de drumuri al statului Texas cere ca abaterea să fie sub 4 cm pentru primii 3 m; pentru adîncimi mai mari de 3 m se adaugă 0,13 cm la fiecare picior (0,305 m).

Prăbușirea peretelui găurii. La forarea sub noroi bentonitic, în zonele cu pămînt necoeziv, există pericolul ca la săpare și la extragerea uneltei de săpat materialul din peretele găurii să fie antrenat sau „supt". Aceste operații trebuie efectuate încet, pentru a se evita riscul arătat.

„Pungi" de noroi între perete și beton. Acestea se pot forma dacă se folosește un beton prea vîrtos sau cu agregate mari, care nu poate pătrunde între tubaj și peretele găurii, dacă tubajul este extras prea repede, dacă înălțimea coloanei de beton este insuficientă etc.

Extragerea betonului o dată cu tubajul se poate produce datorită întreruperilor sau întîrzierilor la ridicarea tubajului. Timpul între începerea turnării betonului în tubaj și începerea extragerii nu trebuie să depășească 1 oră, cînd se folosesc întîrzietori de priză și jumătate de oră cînd nu se folosesc.

Ridicarea carcasei de armătură o dată cu tubajul. Este necesar ca la începerea extragerii tubajului carcasa de armătură să fie observată cu atenție pentru a se vedea dacă nu cumva este și ea ridicată. Aceasta se poate întîmpla, fie cînd o parte din beton însoțește tubajul la ridicare, fie datorită lipirii carcasei de tubaj. Pentru a se evita ridicarea carcasei o dată cu tubajul și, totodată, pentru a facilita curgerea betonului în jurul carcasei, între carcasă și tubaj (sau peretele găurii) este indicat să se lase cel puțin 5—6 cm, la un beton cu agregate pînă la 25 mm.

Desfacerea armăturii spirale cu rol de etrier se poate produce o dată cu mișcarea de deșurubare a tubajului din stratul de pămînt de la bază. Accidentul este mai frecvent la puțurile forate înclinat, la care este dificil să se evite contactul între carcasă și tubaj. Ca urmare a strîngerii spiralei, deseori întreaga carcasă se prăbușește. Recuperarea barelor este atît de greoaie încît în unele situații s-a preferat pierderea tubajului.

„Gîtuirea" puțului se produce atunci cînd, la extragerea tubajului pe o zonă cu material necoeziv, coloana de fluid are o înălțime insuficientă. Presiunea pămîntului poate duce la îngustarea locală a secțiunii puțului, defect care de obicei trece neobservat.

Formarea unui „guler" reprezintă efectul contrar gîtuirii. Lărgirea locală a secțiunii se produce atunci cînd înălțimea coloanei de beton este prea mare, astfel încît betonul ajunge să împingă în lături pămîntul necoeziv sau puțin consistent.

Discontinuități ale secțiunii puțului reprezintă o consecință a ridicării betonului o dată cu tubajul și separării de betonul aflat mai jos. Spațiul dintre cele două volume de beton se umple cu apă sau cu pămînt afînat.

2. CALCULUL PUȚURILOR FORATE SUPUSE LA SOLICITĂRI AXIALE

2.1. Mecanismul transmiterii încărcărilor de la puț la teren

Ca orice fundație de adîncime, un puț forat preia încărcarea axială și o transmite la teren prin rezistența pe suprafața laterală și prin rezistența în planul bazei (fig. 2).

Înainte de a se examina modul de calcul al celor două componente ale capacității portante, este indicat să se prezinte mecanismul transmiterii încărcării de la puț la teren, așa cum a fost pus în evidență printr-o serie de încercări la scară naturală în care s-au măsurat sistematic deformațiile la diverse niveluri în corpul puțului.

Supus unei solicitări axiale $\overline{P}$, puțul forat suferă o deplasare pe verticală care produce distorsiuni ale pămîntului adiacent pereților (fig. 3). Aceste distorsiuni dau naștere unor eforturi tangențiale care se opun mișcării puțului și duc la o micșorare în adîncime a efortului axial și a deformației specifice de compresiune a corpului pilotului (fig. 4 *a*). Ca urmare, distorsiunile, precum și efortul tangențial se reduc de asemenea cu adîncimea

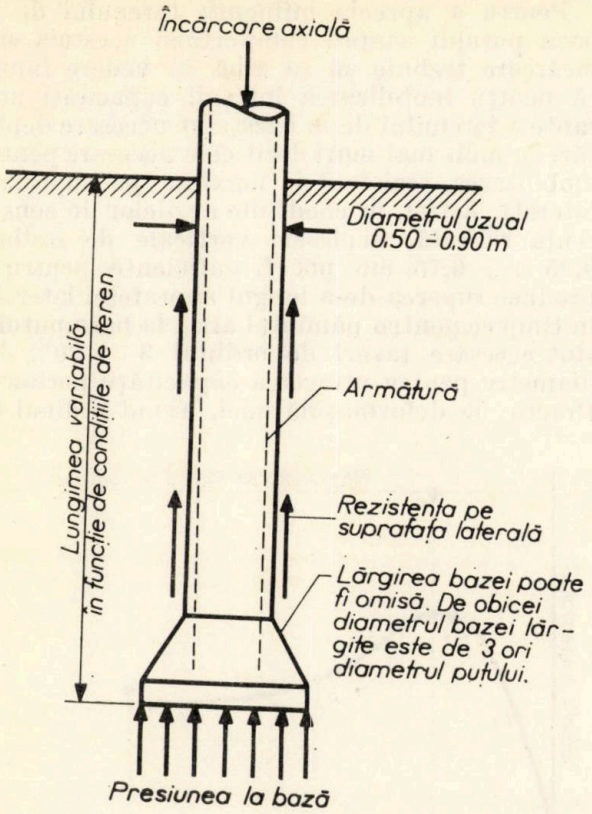


Fig. 2

(fig. 4 *b*). Integrînd efortul tangențial pe suprafața laterală, de la suprafața terenului și pînă la o anumită adîncime, și scăzînd efortul axial astfel obținut din încărcarea exterioară aplicată, se obține încărcarea axială rămasă în puț la adîncimea respectivă. Variația acesteia cu adîncimea reprezintă *„curba de distribuție a încărcării"* (fig. 4 *c*).

Fie $\overline{P}_1$, P_2 și $\overline{P}_3$ trei trepte de încărcare, figurate pe o curbă de încărcare-tasare (fig. 5).

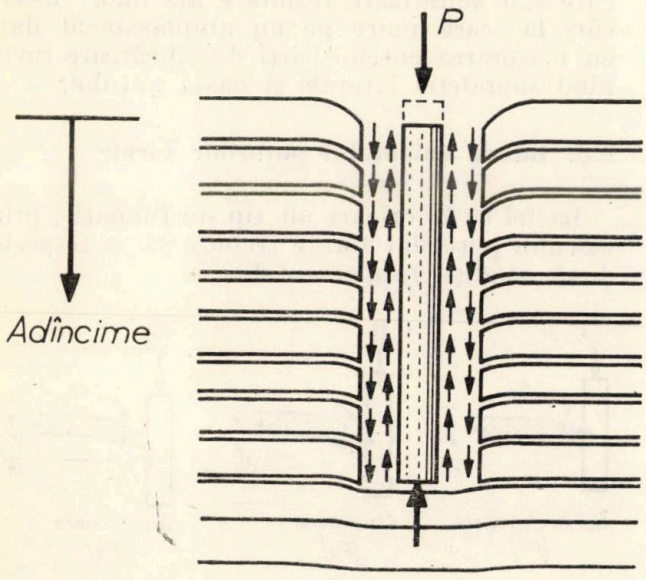


Fig. 3

Sub încărcarea $\overline{P}_1$, rezistența pe suprafața laterală a puțului este mai mică decît rezistența maximă; pentru $\overline{P}_2$, rezistența este apropiată de cea maximă. Încărcarea $\overline{P}_3$ este mai mare decît cea sub care se produce forfecarea

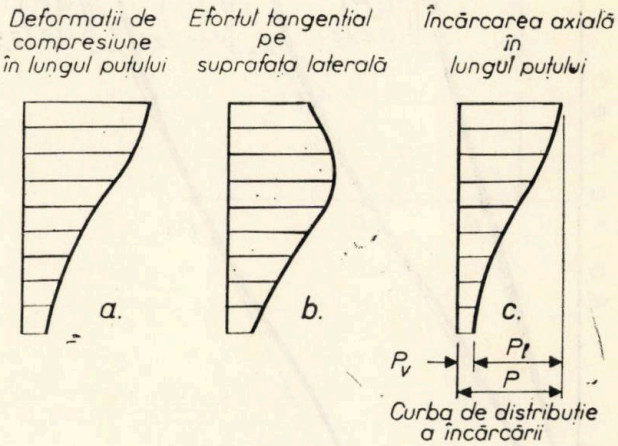


Fig. 4

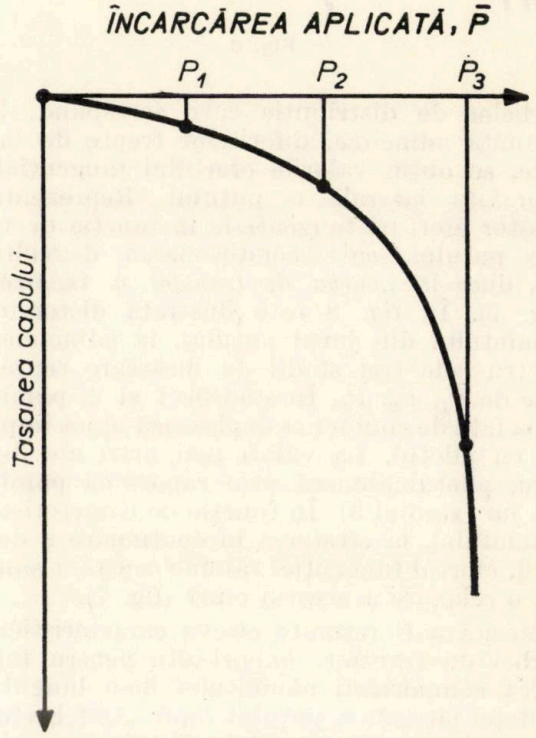


Fig. 5

completă a pămîntului de-a lungul suprafeței laterale a puțului. În aceste condiții, creșterea de încărcare ($\overline{P}_3 - \overline{P}_2$) se transmite integral la baza puțului, întrucît rezistența pe suprafața laterală este consumată. Fiecărei trepte de încărcare îi corespunde o curbă de distribuție (fig. 6).

Panta curbei de distribuție corespunzătoare unei încărcări $\overline{P}$ date și unei anumite adîncimi $\overline{z}$ este egală cu produsul dintre efortul tangențial și circumferința puțului. Făcînd derivata

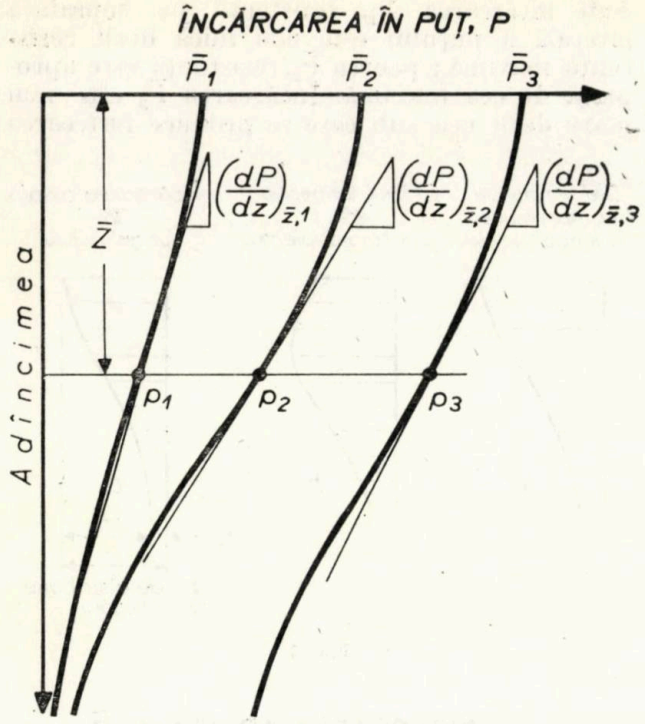


Fig. 6

curbelor de distribuție care corespund, la o anumită adîncime, diferitelor trepte de încărcare, se obțin valorile efortului tangențial pe suprafața laterală a puțului. Reprezentarea acestor eforturi tangențiale în funcție de tasările puțului, care condiționează dezvoltarea lor, duce la „*curba de transfer a încărcării*" (fig. 7). În fig. 8 este ilustrată distorsiunea pămîntului din jurul puțului, la adîncimea $\bar{z}$, pentru cele trei stadii de încărcare reprezentate de $\bar{P}_1$, $\bar{P}_2$, $\bar{P}_3$. În stadiile 1 și 2, pămîntul de la fața de contact se deplasează în jos împreună cu pilotul. La valori mai mari ale deplasării, pilotul alunecă prin raport cu pămîntul din jur (stadiul 3). În funcție de caracteristicile pămîntului, la creșterea în continuare a deplasării, efortul tangențial rămîne constant sau are loc o relaxare a acestui efort (fig. 7).

Merită a fi reținute cîteva caracteristici ale curbei de transfer, importante pentru înțelegerea comportării pămîntului de-a lungul suprafeței laterale a puțului forat. Astfel, efortul tangențial maxim („*ab*" în fig. 7) este rareori egal cu rezistența la tăiere a pămîntului („*bc*" în fig. 7). Raportul între efortul tangențial maxim mobilizat pe suprafața laterală a puțului și rezistența la tăiere a pămîntului $\left(\frac{ab}{bc}\right)$ este denumit „*coeficient de reducere a rezistenței la tăiere*" și se notează cu α. Alte informații utile în proiectare pe care le furnizează curba de transfer sînt: panta porțiunii inițiale a curbei, deplasarea la care este mobilizată rezistența maximă pe suprafața laterală („*ob*" în fig. 7), raportul între rezistența reziduală („*ed*") și cea maximă („*ab*").

Pentru a aprecia influența terenului de la baza puțului asupra comportării acestuia sub încărcare trebuie să se aibă în vedere faptul că pentru mobilizarea întregii capacități portante a terenului de la bază sînt necesare deplasări cu mult mai mari decît cele necesare pentru mobilizarea rezistenței maxime pe suprafața laterală. Astfel, în condițiile argilelor de consistență ridicată, deplasări verticale de ordinul 0,25 ... 0,75 cm pot fi suficiente pentru a produce ruperea de-a lungul suprafeței laterale, în timp ce pentru pămîntul aflat la baza puțului sînt necesare tasări de ordinul 3 ...20% din diametru pentru atingerea capacității portante. Practic, la deformațiile mici, avînd ordinul de

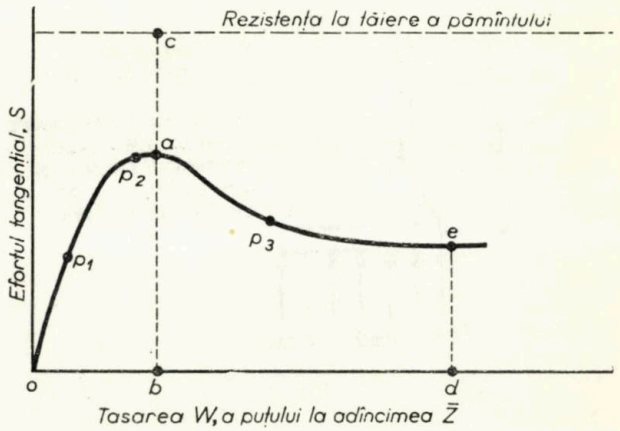


Fig. 7

mărime al celor care se produc sub încărcările admisibile (sau de exploatare) este de așteptat ca cea mai mare parte din încărcare să fie preluată prin forțele de frecare pe suprafața laterală, baza neintrînd încă în lucru.

În vederea estimării tasării sub sarcina de exploatare a puțului forat pot fi utilizate grafice de tipul celor din fig. 9 și fig. 10, în care sînt sintetizate rezultate ale unor încercări la scară mare pe un amplasament dat, cu măsurarea cotelor-părți din încărcare revenind suprafeței laterale și bazei puțului.

2.2. Bazele calculului puțurilor forate

La fel ca la oricare alt tip de fundație, prin calculul puțurilor forate trebuie să se respecte două condiții fundamentale:

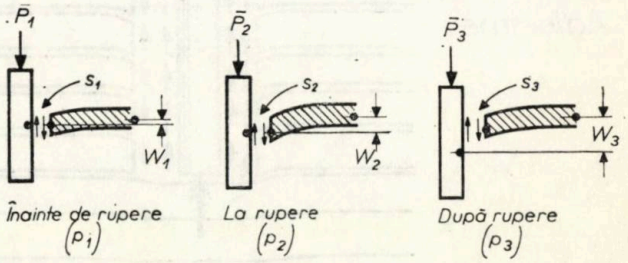


Fig. 8

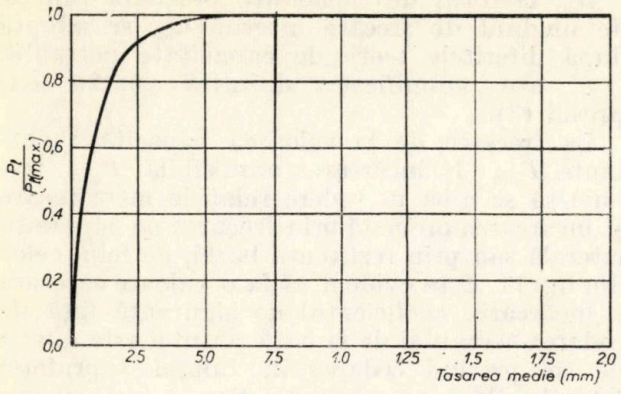


Fig. 9

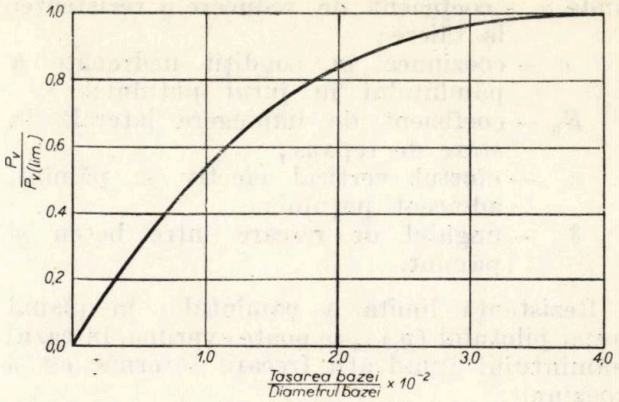


Fig. 10

1. un coeficient de siguranţă corespunzător faţă de pierderea capacităţii portante;
2. tasarea sub încărcările din exploatare să fie mai mică decît tasarea admisibilă a structurii.

Practica curentă de proiectare ia în considerare doar prima condiţie. Acest lucru poate fi acceptat în cazul puţurilor forate care ajung cu baza într-un strat practic incompresibil (purtătoare pe vîrf). În cazul puţurilor forate care lucrează ca elemente flotante, problema tasării este importantă şi nu poate fi ignorată. Un exemplu în această direcţie îl oferă interpretarea diagramelor din fig. 11, care arată variaţia cu tasarea a încărcării preluate separat de suprafaţa laterală şi de bază pentru un puţ de secţiune constantă (fig. 11 *a*) şi pentru unul cu lărgire la bază (fig. 11 *b*).

puţul cu bază lărgită, cota-parte a bazei devine predominantă o dată cu creşterea tasărilor.

Proiectantul poate controla în mod eficient tasările fundaţiei pe puţuri forate modificînd lungimile puţurilor de secţiune constantă sau diametrul lărgirii de la bază la puţurile cu baza lărgită.

Capacitatea portantă a unui puţ forat, P_{lim}, se exprimă ca sumă a forţei limită pe suprafaţa laterală $(P_l)_{\text{lim}}$ şi a forţei limită în planul bazei $(P_v)_{\text{lim}}$.

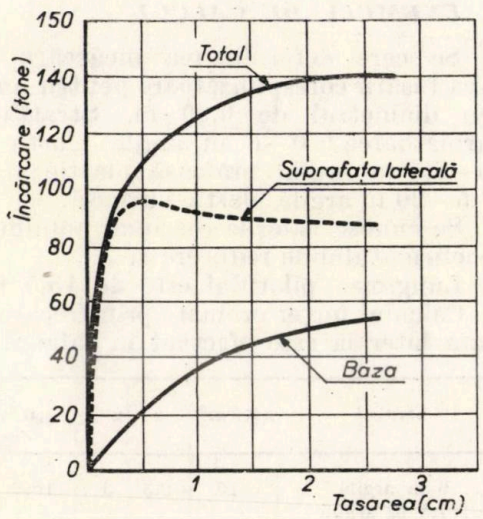
$$P_{\text{lim}} = (P_l)_{\text{lim}} + (P_v)_{\text{lim}}. \qquad (1)$$

Se mai poate scrie:

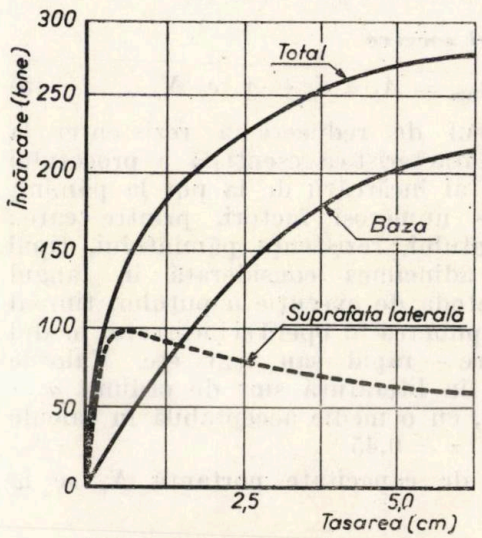
$$P_{\text{lim}} = A_l \cdot (p_l)_{\text{lim}} + A_v \cdot (p_v)_{\text{lim}}, \qquad (1')$$

unde A_l şi A_v sînt suprafaţa laterală şi, respectiv, suprafaţa bazei puţului. În cazul general al pămîntului avînd atît frecare internă, cît şi coeziune, rezistenţa limită de frecare pe suprafaţa laterală $(p_l)_{\text{lim}}$ se poate scrie:

$$(p_l)_{\text{lim}} = \alpha \cdot c_l + K_0 \sigma_l' \operatorname{tg} \delta, \qquad (2)$$



a. Puţ cu secţiunea constantă



b. Puţ cu baza lărgită

Fig. 11

În ambele cazuri, la tasări mici, de ordinul de mărime al celor ce apar sub încărcările din exploatare, predomină încărcarea preluată prin suprafaţa laterală. Tendinţa se păstrează aceeaşi, pînă la cele mai mari încărcări, în cazul puţului cu secţiune constantă. În schimb, la

unde α — coeficient de reducere a rezistenței la tăiere;

c_l — coeziunea în condiții nedrenate a pământului în jurul puțului;

K_0 — coeficient de împingere laterală în stare de repaus;

σ'_l — efortul vertical efectiv în pământ, adiacent puțului;

δ — unghiul de frecare între beton și pământ.

Rezistența limită a pământului în planul bazei pilotului $(p_v)_{lim}$ se poate exprima, în cazul pământului avînd atît frecare internă, cît și coeziune:

$$(p_v)_{lim} = c_v N_c + \sigma'_v N_q, \qquad (3)$$

unde c_v — coeziunea medie în condiții nedrenate a pământului aflat sub baza puțului la o adîncime egală cu de două ori diametrul bazei;

σ'_v — efortul unitar efectiv în pământ, egal cu sarcina geologică pentru adîncimi pînă la de 10 ori diametrul puțului; pentru adîncimi mai mari se ia sarcina geologică corespunzătoare adîncimii de 10 diametre.

N_c, N_q — factorii de capacitate portantă.

Ținînd seama de (2) și (3), ecuația (1') devine:

$$(P)_{lim} = A_l \cdot \alpha \cdot c_l + 2\pi\, r\, K_0 \operatorname{tg} \delta \int_{z=0}^{z=1} + \mathrm{d}z + A_v(c_v N_c + \sigma'_v N_q) \qquad (4)$$

Forme particulare ale ecuației (4):

Pământuri coezive

$$(P)_{lim} = A_l \cdot \alpha \cdot c_l + A_v \cdot c_v \cdot N_c \qquad (5)$$

Coeficientul de reducere a rezistenței la tăiere, α, caracteristică esențială a procesului de transfer al încărcării de la puț la pământ, depinde de numeroși factori, printre care: tipul pământului, rezistența pământului, tipul betonului, adîncimea considerată în lungul puțului, metoda de execuție a puțului, timpul scurs între punerea în operă și încărcare, modul de încărcare — rapid sau lent etc. Valorile comunicate în literatură sînt de ordinul $\alpha = 0{,}3 \ldots 0{,}6$, cu o medie acceptabilă în calcule preliminare $\alpha = 0{,}45$.

Factorul de capacitate portantă N_c se ia egal cu 9.

Pământuri necoezive

$$P_{lim} = 2\pi\, r \cdot K_0 \cdot \operatorname{tg} \delta \int_{z=0}^{z=1} \sigma'_l \,\mathrm{d}z + A_v \cdot \sigma'_v \cdot N_q \qquad (6)$$

Există foarte puține date privitoare la mărimea lui K_0. Valori uzual folosite sînt $K_0 = 0{,}2 \ldots 0{,}4$.

$\operatorname{tg} \delta = \operatorname{tg} \Phi_d$ unde Φ_d este unghiul de frecare internă, în condiții drenate, al pământului.

N_q, factorul de capacitate portantă funcție de unghiul de frecare internă Φ_d, se adoptă după diferitele teorii de capacitate portantă.

σ'_v are semnificația definită pentru expresia (3).

La trecerea de la valoarea capacității portante P_{lim} la încărcarea admisibilă P_{adm} trebuie să se aibă în vedere relațiile între tasare și încărcarea preluată prin frecarea pe suprafața laterală sau prin rezistența bazei, de felul celor din fig. 11. Este evident că la o valoare oarecare a încărcării, coeficientul de siguranță față de cedarea terenului de la baza puțului este diferit de cel privind cedarea în lungul suprafeței laterale. Pentru curbele din fig. 11 *b*, de exemplu, din sarcina de exploatare de 125 tone aplicată asupra puțului cu baza lărgită, cca 95 tone sînt preluate prin frecarea pe suprafața laterală și doar 30 tone prin rezistența pământului de la bază, ceea ce înseamnă un coeficient de siguranță de 1 pentru frecare pe suprafața laterală și de 7,3 pentru cedarea bazei. Coeficientul general de siguranță corespunzător încărcării de 125 tone este de 2,25, iar tasarea de cca 0,5 cm.

La proiectare se recomandă următoarele formule:

$$P_{adm} = \frac{P_{lim}}{2{,}5} \qquad (7)$$

sau:

$$P_{adm} = (P_l)_{lim} + \frac{(P_v)_{lim}}{3} \qquad (8)$$

Se alege cea mai mică dintre valorile date de ecuațiile (7) sau (8).

EXEMPLU DE CALCUL

Se cere determinarea încărcării admisibile și a tasării corespunzătoare pentru un puț forat cu diametrul de 0,90 m. Stratificația este următoarea: 0—6 m argilă plastic vîrtoasă; 6—7,5 m argilă prăfoasă plastic consistentă; 7,5—20 m argilă plastic vîrtoasă.

Se cunosc valorile coeziunii pământului și ale coeficientului de reducere α.

Lungimea pilotului este de 13,5 m.

Calculul forței preluate prin frecare pe suprafața laterală este efectuat în tabelul următor:

Stratul	c_l(tf/m²)	α	$\alpha \cdot c_l$	A_l(m²)	$P_l = A_l \cdot \alpha \cdot c_l$
1...6 m argilă	10	0,3	3	16,8	50,40
6...7,5 m argilă prăfoasă	5	0,45	2,25	4,2	9,40
7,5...13,5 m argilă	20	0,40	8	16,8	135,00

$$(P_l)_{lim} = 194{,}8 \simeq 195 \text{ t}$$

$$(P_v)_{lim} = A_v \cdot c_v \cdot N_c = \frac{3{,}14}{4} \times 0{,}9 \times 20 \times 9 = 114 \text{ tone}$$

$$P_{lim} = 195 + 114 = 309 \text{ tone.}$$

Conform formulei (7) :

$$P_{adm} + \frac{P_{lim}}{2,5} = \frac{309}{2,5} = 128 \text{ tone.}$$

Conform formulei (8) :

$$P_{adm} = (P_{\cdot})_{lim} + \frac{(P_v)_{lim}}{3} = 195 + \frac{114}{3} = 233 \text{ tone}$$

$$P_{adm} = 128 \text{ tone}$$

Se consideră că diagramele din fig. 9 şi 10 se referă la amplasamentul puţului. Ca atare, ele pot fi folosite la estimarea tasărilor.

Calculul se face prin încercări. Se presupune o tasare sub sarcina de exploatare de 1,25 mm. După diagrama din fig. 9, tasării de 1,25 mm îi corespunde mobilizarea a 75 % din forţa de frecare maximă pe suprafaţa laterală :

$$0,75 \times 195 = 146 \text{ tone} > 128 \text{ tone.}$$

Se repetă încercarea, cu o valoare mai mică a tasării. Fie $s = 0,75$ mm, căreia, în diagrama din fig. 9, îi corespund, 62% din forţa de frecare maximă :

$$0,62 \times 194 = 120 \text{ tone}$$

$$\frac{0,075}{90} = 0,08 \times 10^{-2}$$

Raportului tasare/diametrul bazei de $0,08 \times \times 10^{-2}$ îi corespunde pe diagrama din fig. 10 mobilizarea unui procent de 6% din rezistenţa limită a bazei :

$$0,06 \times 114 = 7 \text{ tone.}$$

$$120 + 7 = 127 \text{ tone} \simeq 128.$$

Sub încărcarea admisibilă de 128 tone, tasarea probabilă este de 0,75 mm.

Într-un articol următor vor fi prezentate încercările la scară naturală întreprinse pentru o mai bună cunoaştere a comportării puţurilor forate supuse la solicitări axiale în pământuri coezive.

Premiile Ministerului Construcţiilor Industriale la concursurile de proiectare pe anul 1971

La concursurile de proiectare organizate în anul 1971, Ministerul Construcţiilor Industriale a acordat următoarele premii şi menţiuni:

Hale industriale metalice cu consum de metal şi costuri concurînd cu cele din beton precomprimat. Premiul II — ing. Cristea Pascu; menţiune — colectivul ing. C. Mudracencu, ing. N. Noica, P. Cristescu.

Proiect de îmbinări de bare pentru structuri demontabile de acoperiş din reţele tridirecţionale. Premiul II — ing. Mihai Barbaiani; premiul III — ing. Radu Benţe; menţiune — ing. Aureli Pîrvu; menţiune — ing. Stelian Cetăţeanu.

Simplificarea nodurilor de montaj la structurile halelor industriale. Premiul III — colectivul ing. Radu Iurie Agent, student Dan Nicolae Agent; premiul III — colectivul ing. Radu Iurie Agent, student Dan Nicolae Agent; menţiune — ing. Nicolae Vrancu.

Sere legumicole, reducerea consumului de metal din structură. Menţiune — colectivul ing. Ovidiu Profir, arh. Alexandru Amăriuţei, ing. Octavian Gaiţă, Octavian Munteanu; menţiune — colectivul ing. Aurel Ivanciu, ing. Ion Stănescu, student Doina Ivanciu.

Acoperişuri pe cable pentru hale industriale de deschidere mare. Premiul III — colectivul ing. Simion Naftali, ing. Dragomir Stoicovici, ing. Pavel Naftali; premiul III — colectivul ing. Dinu Nelepcu, ing. Cristian Popa, ing. Alice Gölke, ing. Cristian Costescu, ing. Doina Căpăţînă, ing. Petre Savu, ing. Doina Mastacan; menţiune — colectivul ing. Mircea Mihăilescu, ing. Mircea Moldovan, ing. Petre Botigan.

Panouri uşoare de pereţi pentru închiderea halelor industriale. Premiul III — colectivul ing. Emanoil Fluture, ing. Ion Simulescu, ing. Umberto Rochi.

Obiecte prefabricate pentru organizare de şantier cu consum redus de material lemnos şi metal, uşor de montat, demontat şi transportat, cu procent de recuperare maximă. Premiul III — colectivul ing. Marilena Puiu, arh. Radu Creţu; menţiune — colectivul ing. Gheorghe Săndulescu, arh. Ion Georgescu, ing. Marilena Puiu; menţiune — colectivul arh. Radu Creţu, ing. Gheorghe Săndulescu, arh. Ion Georgescu.

Atelier pentru prefabricate de conducte şi instalaţii tehnologice. Menţiune — colectivul arh. Maria Constantinescu, ing. Lanis Sahazizian.

S-au acordat premii şi menţiuni în valoare de 132 500 lei.

CRONICA

DIN LUCRĂRILE CONGRESULUI AL V-LEA C.I.B.

„De la cercetare la practică — stimularea aplicării"

(Paris — Versailles, iunie 1971)*

Ing. **MIRCEA LUPAN**
INCERC

I. CUNOAŞTEREA DATELOR NATURALE ŞI A EXIGENŢELOR UTILIZATORILOR

În cadrul acestei grupe au fost tratate două teme, care se referă în principal la om, climat, sol şi la corelaţiile lor, care determină o serie de condiţii la care trebuie să răspundă construcţiile.

Tema nr. 1. **Datele naturale în construcţii**

La această temă s-au prezentat, în total, 13 rapoarte: trei rapoarte de bază şi 10 rapoarte de răspuns (a se vedea bibliografia).

Scopul principal al clădirilor şi construcţiilor este adăpostirea omului şi a activităţilor sale de influenţele ostile ale mediului meteorologic şi ale mediului exterior, în general [1.1].

De aceea, în construcţii trebuie luate în consideraţie o serie de „date naturale" ale acestui mediu, care reprezintă un ansamblu de circumstanţe şi condiţii la care trebuie adaptate clădirile pentru a realiza condiţii optime de confort şi siguranţă, în modul cel mai economic posibil [1.8].

Sub denumirea de date naturale trebuie cuprinse toate acţiunile şi influenţele mediului exterior asupra construcţiilor, şi anume: încărcările meteorologice (vînt, zăpadă), diferenţa de temperatură, terenul de fundare, cutremurele, influenţele meteorologice asupra pereţilor şi acoperişului (infiltraţii de apă şi zăpadă, scurgeri); influenţa asupra climatului interior (încălzire, ventilaţie, iluminat), acţiunea indirectă a intemperiilor (coroziune, degradare etc.).

Orice clădire sau structură este expusă, de la începutul construcţiei şi pînă la finele existenţei sale, la solicitările foarte numeroase şi foarte variate ale „mediului meteorologic", care îi influenţează astfel, atît valoarea de întrebuinţare, cît şi durabilitatea ([1.1]; [1.3]; [1.10]). La rîndul său, ansamblul clădirilor şi celorlalte construcţii formînd mediul urban are o influenţă modificatoare asupra mediului meteorologic [[1.1]; [1.2]; [1.10]).

S-a subliniat astfel interacţiunea clădire-climat, în special sub următoarele aspecte:

— influenţa climatului exterior asupra stabilităţii structurilor, a confortului interior şi exterior;

— modificarea climatului de către aglomeraţiile urbane; acţiunea asupra diverşilor parametri climatici (temperaturi, vînt, precipitaţii etc.) ai zonelor urbane;

— problema tratării statistice a parametrilor climatologici ce trebuie luaţi în considerare în construcţii.

Importanţa cunoaşterii datelor naturale şi a interacţiunii clădire-climat capătă azi o importanţă sporită, din două cauze principale, şi anume:

— pe de o parte, introducerea noilor materiale, sisteme şi procedee de execuţie în construcţii nu se poate face pe baza experienţei soluţiilor tradiţionale, ci necesită aprofundarea comportării lor la diferite condiţii de mediu exterior;

— pe de altă parte, condiţiile vieţii moderne nu pot face abstracţie de asigurarea unui mediu exterior corespunzător (*environnement*) în care omul îşi petrece o mare parte din viaţă, şi aceasta impune studierea influenţei construcţiilor asupra acestui mediu.

În studiul datelor naturale şi al interacţiunii clădire-climat trebuie să se ţină seama şi de condiţii economice, şi sub acest aspect trebuie să se stabilească limite acceptabile şi nu valori ideale, exagerate [1.2] şi nici precizii inutile ([1.1]; [1.5]).

În concluzia rapoartelor şi dezbaterilor la tema nr. 1 s-au reţinut următoarele probleme care se pun actualmente în domeniul interacţiunii clădire-climat şi care trebuie să formeze obiectul cercetărilor şi colaborării internaţinoale în cadrul comisiei CIB W 4 (c. 8):

— Informaţia meteorologică este indispensabilă în construcţii, parametrii climatului trebuind să fie definiţi şi prezentaţi în modul cel mai util pentru construcţii.

— Este indispensabilă colaborarea strînsă între meteorologi şi specialiştii constructori pentru stabilirea şi traducerea parametrilor climatici.

— Este necesară o standardizare naţională şi internaţională în domeniul încărcărilor climatice.

— Trebuie întreprinse numeroase studii pentru definirea microclimatului, care are o mare importanţă pentru construcţii.

— Pot fi obţinute beneficii economice importante de pe urma unei bune înţelegeri şi utilizări în construcţii a parametrilor climatici. S-a accentuat, de asemenea, încă o dată că, pe lîngă adîncirea studiului influenţelor climatice asupra construcţiilor, trebuie acordată prioritate — din motive sociale, mai mult decît economice — mediului exterior înconjurător (*environnement*) în care se află aglomeraţiile urbane şi în care trăieşte cea mai mare parte a populaţiei.

Tema nr. 2. **Exigenţele utilizatorilor**

La această temă au fost prezentate 10 rapoarte, din care două rapoarte de bază şi 8 rapoarte de răspuns (a se vedea bibliografia).

În cadrul rapoartelor şi discuţiilor la această temă s-a încercat o analiză, definire şi seriere a necesităţilor umane comune la care trebuie să răspundă construcţiile.

Ideea principală dezvoltată de raportul de bază [2.1] şi în unele referate de răspuns este aceea că scopul de utilizare a clădirii trebuie să răspundă unor

* A se vedea Cronica publicată în nr. 1/1971 al revistei.

exigenţe specifice şi generale ale utilizatorului, înscriindu-se într-un cost global (inclusiv costul de întreţinere), posibil de realizat, satisfăcîndu-se şi condiţii estetice minimale.

Exigenţele la care trebuie să răspundă construcţiile sînt foarte variate, atît ca natură, cît şi ca parametri. Cunoaşterea lor este necesară, chiar dacă în anumite condiţii economice ele nu pot fi realizate în totalitate.

În cadrul comisiei CIB W 45 s-a redactat o listă preliminară de exigenţe (inclusiv parametri dimensionali) care, deşi are un caracter provizoriu, constituie o indicaţie foarte utilă.

Lista cuprinde următorul nomenclator de exigenţe principale:

- *exigenţe acustice* (ambianţa sonoră, zgomot de impact, zgomotul de instalaţii, zgomot exterior terestru şi aerian, sonoritate etc.);
- *exigenţe olfactive şi respiratorii* (mirosuri, gaze şi aerosoli nocivi etc.);
- *exigenţe tactile* (greu de definit);
- *exigenţe vizuale* (iluminare, obscuritate pentru somn, calitatea spaţiului interior şi exterior perceput);
- *exigenţe higrotermice* (confort de iarnă şi confort de vară — temperatură, umiditate etc.);
- *exigenţe legate de deformaţia şi vibraţia construcţiilor*;
- *exigenţe diverse* (cîmp magnetic şi electric, însorire, limitarea radiaţiilor etc.);
- *exigenţe de securitate* (stabilitatea construcţiei, securitatea instalaţiilor, siguranţă la foc, securitate contra hoţilor şi animalelor, securitatea circulaţiei în imobil);
- *exigenţe de igienă* (eliminarea apelor şi materiilor uzate, igiena alimentară, îngrijirea corporală, curăţenie şi dezinfecţie);
- *exigenţe de intimitate* (intimitate în cadrul locuinţei, intimitate faţă de exterior);
- *exigenţe legate de adaptarea la modul de viaţă* (suprafaţa camerelor, distribuţie, mobilare, instalaţii-dotări etc.);
- *exigenţe în caz de evenimente neprevizibile şi catastrofe* (explozii etc.);
- *exigenţe economice* (cost, durabilitate, întreţinere);
- *exigenţe estetice.*

Satisfacerea exigenţelor trebuie să stea la baza determinării comparative a calităţii construcţiilor. În acest sens, regulamentele şi prescripţiile tehnice trebuie să prescrie exigenţe şi nu soluţii rezolvate, pentru a nu frîna progresul tehnic.

În ceea ce priveşte studiul şi cercetarea exigenţelor umane se arată [2.1] că aceasta comportă trei etape, şi anume:

— *analiza reacţiilor* utilizatorilor în mediul fizic;

— *evaluarea*, adică clasarea exigenţelor, unele în raport cu altele, în funcţie de scopul fixat;

— *formularea*, care constă în exprimarea rezultatelor evaluării, astfel ca să poată fi utilizate uşor în procesul de construcţie.

Studiul exigenţelor trebuie dezvoltat continuu şi adaptat evoluţiei locuinţei, care este în continuă schimbare, o dată cu standardul de viaţă ([2.3]; [2.4]), care implică şi evoluţia exigenţelor [2.7]. Trebuie să se urmărească adoptarea unor soluţii de construcţie care să permită în viitor transformări şi adaptări la noile exigenţe în limite rezonabile de cost ([2.7]; [2.8]).

Se atrage atenţia asupra importanţei anchetelor sociale pentru stabilirea parametrilor diferitelor exigenţe, dar şi asupra modului de interpretare şi prelucrare a datelor pentru a elimina influenţa unor prejudecăţi şi a rutinei [2.10].

Exigenţele umane şi funcţionale variază continuu în funcţie de progresul tehnologic şi condiţiile economice, ceea ce impune adoptarea unor regulamente de construcţie bazate pe conceptul de performanţă [2.8].

Dar aceasta cere, totodată, o formaţie tehnică ridicată a proiectanţilor şi executanţilor, pentru a putea asigura interpretarea, aplicarea şi verificarea lor [2.9].

Nu totdeauna pot fi satisfăcute concomitent toate exigenţele, şi atunci se recurge la un compromis, care trebuie să reprezinte soluţia optimă. În acest scop se recomandă folosirea ordinatoarelor.

Concluziile principale ale rapoartelor şi discuţiilor la tema nr. 2 pot fi rezumate astfel:

- Concepţia clădirilor trebuie să se bazeze pe realizarea exigenţelor umane şi funcţionale şi să ţină seama de caracterul evolutiv al acestora. Trebuie să existe o interacţiune permanentă între concepţie şi mediul înconjurător, între tehnica de construcţii şi exigenţele cantitative şi calitative ale utilizatorilor.
- Cercetarea şi concretizarea listei de exigenţe şi a parametrilor-limită iniţiată de comisia CIB W 45 este deosebit de valoroasă şi trebuie continuată.
- Tendinţa generală este ca, în viitor, regulamentele de construcţii să nu fie rigide, ci să aibă un caracter exigenţial, ţinînd seama de evoluţia exigenţelor umane şi de evoluţia tehnologiei, lăsînd astfel libertate iniţiativei şi progresului, controlul calitativ făcîndu-se prin sistemul de agrement, iar în viitor trecîndu-se la aplicarea conceptului de performanţă.

BIBLIOGRAFIE

Tema nr. 1: Date naturale

[1.1] Prof. W. Boer (RDG): Raport de bază — *Unele probleme de aplicare a informaţiei meteorologice în construcţii.*

[1.2] Prof. J. K. Page (Anglia): Raport de bază — *Unele probleme fundamentale în determinarea climatului exterior în regiunile de latitudine ridicată.*

[1.3] Prof. H. Reiher (RFG): Raport de bază — *Climatologia clădirilor.*

[1.4] O. Birkeland (Norvegia): Raport de răspuns.

[1.5] D. W. Boyd (Canada): Raport de răspuns — *Selecţia datelor statistice climatologice pentru proiectarea de clădiri.*

[1.6] R. Dogniaux (Belgia): Raport de răspuns — *Iluminatul natural şi aplicaţiile lui la iluminarea locaturilor.*

[1.7] Ph. Duchêne-Marullaz (Franţa): Raport de răspuns.

[1.8] E. Liepolt (Austria): Raport de răspuns — *Climatul şi locuinţa, datele naturale şi mediul uman.*

[1.9] R. Sneyers (Belgia): Raport de răspuns — *Interpretarea datelor meteorologice în vederea aplicării lor în industria de construcţii de clădiri.*

[1.10] H. Thom (SUA): Raport de răspuns — *Cîteva date climatologice indispensabile pentru concepţia clădirilor.*

[1.11] J. Uyttenbroeck (Belgia): Raport de răspuns — *Climatologia şi clădirile.*

[1.12] E. Zeller (Franţa): Raport de răspuns.

[1.13] Y. Ohsaki (Japonia): Raport de răspuns.

Tema nr. 2. Exigenţele utilizatorilor

[2.1] G. Blachère (Franţa): Raport de bază — *Exigenţele umane.*

[2.2] H. Ryd (Suedia): Raport de bază — *Mediul şi exigenţele umane — procesul de cercetare.*

[2.3] G. Ciribini (Italia): Raport de răspuns.

[2.4] C. Crappe (Belgia): Raport de răspuns — *Evoluţia concepţiei locuinţei şi exigenţele utilizatorilor.*

[2.5] C. Kalisky (SUA): Raport de răspuns — *Normele în construcţii şi necesităţile infirmilor.*

[2.6] F. Lampert şi Sidorenko (URSS): Raport de răspuns — *Igiena în construcţiile de locuinţe din URSS.*

[2.7] J. Langdon (Anglia): Raport de răspuns.

[2.8] D. Mohan (India): Raport de răspuns.

[2.9] F. Tack (Belgia): Raport de răspuns.

[2.10] U. Trehin (Franţa): Raport de răspuns.

DIN ACTIVITATEA FEDERAȚIEI INTERNAȚIONALE A PRECOMPRIMĂRII (F.I.P.)

1. SIMPOZIOANELE F. I. P. DE LA TBILISI

Între 25—30 septembrie 1972 vor avea loc la Tbilisi (URSS) două simpozioane internaționale sub egida Federației Internaționale a Precomprimării, organizate de grupul sovietic F.I.P. la propunerea Institutului de Cercetări pentru Beton Armat (N.I.I.J.B.) din Moscova și a Institutului de mecanica structurilor și rezistența antiseismică din Tbilisi.

Simpozionul *„Construcții maritime de beton precomprimat"* va avea loc în ziua de 26 septembrie și va cuprinde discuții asupra următoarelor două teme.

- *Domeniul de utilizare a structurilor plutitoare și submarine* — Raportor general : A.J. Harris (Marea Britanie).

- *Considerații și probleme referitoare la proiectarea și execuția construcțiilor maritime de beton precomprimat* — Raportor general : Ben C. Gerwik (S.U.A.)

Simpozionul va analiza condițiile de aplicare, proiectare, execuție și experiența de exploatare pentru diferite construcții maritime de beton precomprimat: șlepuri, pontoane, piste de aeroport plutioare, structuri de vase de suprafață și submarine, platforme (plutitoare sau fixe), rezervoare submarine, camere și locuințe submarine. Se vor discuta și programe viitoare de cercetări necesare pentru dezvoltări viitoare în acest domeniu.

În ziua de 27 septembrie se vor efectua vizite tehnice la institute de cercetări și șantiere din regiunea orașului Tbilisi.

Simpozionul *„Beton precomprimat în zone seismice"* va avea loc în zilele de 28 și 29 septembrie și va cuprinde discuții asupra a patru teme :

- *Proiectarea și execuția construcțiilor de beton precomprimat pentru zone seismice* — Raportor general : acad. K. Zavriev (U.R.S.S.).

- *Cercetări asupra structurilor de beton precomprimat în zone seismice. Metode și rezultate* — Raportor general : prof. S. Ban (Japonia).

- *Exemple de aplicare a betonului precomprimat prefabricat la structura clădirilor situate în zone seismice* — Raportor general : prof. H. Despeyroux (Franța).

- *Experiența comportării structurilor de beton precomprimat în cursul cutremurelor.* Raportor general : prof. B. Zezelj (R. F. Iugoslavia).

Ziua de 30 septembrie este destinată unei gale de filme tehnice.

Limbile oficiale ale simpozioanelor sînt cele ale F.I.P. : engleza, franceza, germana și rusa.

Eventualele contribuții vor trebui înaintate de urgență în două exemplare Grupului Român F.I.P. — Consiliul Național al Inginerilor și Tehnicienilor, Calea Victoriei nr. 118, cu mențiunea *„Simpozion Tbilisi"*, pentru a fi transmise în timp util raportorilor generali.

Contribuțiile vor fi întocmite într-una din limbile oficiale și nu vor fi mai lungi de 4000 de cuvinte. Ele vor fi însoțite de rezumate de cel mult 250 de cuvinte, întocmite în toate cele patru limbi oficiale. Textele se vor dactilografia pe foi albe de dimensiunea A 4, la două rînduri, cu spații libere de cel puțin 4 cm la marginile din stînga, de sus și de jos.

Rapoartele generale vor fi publicate în limbile oficiale și difuzate înainte de simpozioane, în vederea discuției libere în ședințele de lucru.

---

2. ZILELE FEDERAȚIEI INTERNAȚIONALE A PRECOMPRIMĂRII (F.I.P.)

Amsterdam (Olanda), aprilie 1972

Federația Internațională a Precomprimării a hotărît să organizeze *„Zilele F.I.P."*, care au ca scop menținerea și lărgirea contactelor și colaborării internaționale în intervalul destul de lung dintre două congrese.

Se speră că asemenea manifestări să poată fi organizate în fiecare an în altă țară. Referate despre realizări importante în domeniul betonului precomprimat din țara organizatoare și vizite la șantierele construcțiilor respective vor contribui ca aceste contacte periodice să fie cît mai valoroase și interesante.

În opoziție cu congresele și simpozioanele internaționale F.I.P., se consideră că *„Zilele F.I.P."*, organizate sub egida Federației Internaționale a Precomprimării, trebuie să prezinte un interes specific regional și național, permițînd un schimb de experiență pe plan local al proiectanților, executanților, cercetătorilor și, în general, al factorilor interesați în lărgirea domeniului de aplicare a betonului precomprimat în zonele geografice respective.

La sugestia președintelui F.I.P., dr. C.F. Ianssonius, primele *„Zile F.I.P."* vor fi organizate în Olanda, la Amsterdam, în 6 și 7 aprilie 1972.

În ziua de 6 aprilie se vor prezenta referate urmate de discuții despre două lucrări foarte importante în curs de construcție în Olanda :

— Podul Stay peste rîul Waal, la Tiel ;

— Ecluzele „Kreekrak"

În ziua de 7 aprilie se vor vizita șantierele de construcții ale lucrărilor prezentate în ședința precedentă. Drumul de la Tiel la ecluzele „Kreekrak" străbate provincia Zeeland, trecînd printr-o serie de lucrări hidraulice foarte interesante, inclusiv stăvilarele de la Haringvliet.

Se dau mai jos principalele caracteristici ale lucrărilor care vor fi prezentate :

- **PODUL STAY PESTE RÎUL WAAL, LA TIEL**

Acest pod traversează cel mai mare și mai circulat curs de apă al Olandei. Podul de beton precomprinat, cu lungime totală de 1417 m, este compus din două porțiuni prezentînd soluții structural diferite.

O parte este realizată sub forma unei grinzi continue cu 10 deschideri egale de cîte 80,5 m, de secţiune casetată, asamblată în consolă prin precomprimare din tronsoane prefabricate, cu rosturile lipite cu răşini.

Cealaltă parte este o grindă suspendată simetrică de 612 m lungime, cu deschiderea principală de 267 m. Secţiunea transversală, cu lăţimea totală a căii de 31,2 m, este compusă din două grinzi tubulare paralele, fiecare suspendată de pile prin tiranţi înclinaţi de beton precomprimat.

Şantierul s-a deschis la mijlocul anului 1970 şi podul va fi deschis circulaţiei în 1973.

● ECLUZELE „KREEKRAK"

Ecluzele „Kreekrak" sînt amplasate pe canalul Rin-Escaut, o nouă cale de apă în construcţie între Anvers şi Rin. După încheierea planului Delta, acest sistem de ecluze va separa canalul de apă sărată către Anvers de lacul de apă dulce „Zeeuwse Lake" format la nord.

Pentru a proteja lacul împotriva poluării cu apă sărată, întregul conţinut de apă sărată al ecluzelor este expulzat în perioada în care ambele porţi sînt închise. Apa sărată, mai grea, se scurge pe verticală prin fundul perforat şi se elimină prin canale prevăzute în radier, fiind înlocuită de apa dulce, mai uşoară, care pătrunde în acelaşi timp din lacul de apă dulce prin deschideri în pereţii ecluzei.

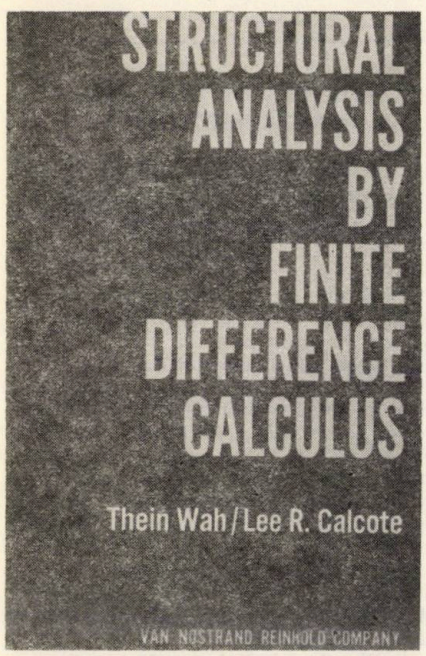
RECENZII

Thein Wah, Lee R. Calcote

STRUCTURAL ANALYSIS BY FINITE DIFFERENCE CALCULUS

Analiza structurilor cu ajutorul calculului cu diferenţe finite

New York, Cincinnati, Toronto, London, Melbourne, Van Nostrand Reinhold Company, 1970
264 pagini, 34 figuri, 19 tabele, 67 + 6 + 9 referinţe bibliografice



Studierea problemelor de medii continue guvernate de ecuaţii cu derivate parţiale (cum ar fi problemele de elasticitate plană, plăci plane, plăci curbe subţiri, propagarea căldurii etc.) cu ajutorul metodelor numerice este binecunoscută inginerilor.

În această tehnică de calcul, soluţia unei probleme concrete se obţine transformînd ecuaţiile cu derivate parţiale într-un sistem de ecuaţii liniare algebrice, a căror rezolvare este posibilă prin diferite mijloace.

Prima metodă de calcul numeric o constituie diferenţele finite, care abordează aspectul matematic al problemei.

În ultimii 10—12 ani s-a răspîndit larg o altă metodă, anume metoda elementelor finite, care, condiţionată ca aplicare de accesul la un calculator electronic, prezintă în multe cazuri avantaje nete faţă de prima metodă.

Mai puţin cunoscută este însă utilizarea diferenţelor finite pentru rezolvarea analitică a unor probleme în care anumite condiţii sînt puse doar în puncte discrete, adică în puncte distribuite după o anumită lege.

O aplicare a calculului analitic cu diferenţe finite şi-a găsit o aplicare în probleme de structuri, cum ar fi : grinzi continue, cadre etajate, reţelele de grinzi plane, reţelele spaţiale, plăci ortotrope, cilindri cu rigidizări etc., caracterizate, toate, printr-un grad mare de repetabilitate a unei unităţi structurale.

Cartea de faţă este prima, după cunoştinţa recenzentului, care are un caracter de sinteză în acest domeniu.

Volumul cuprinde şase capitole, şi anume : introducere, preliminarii matematice, grinzi cu deschideri egale, reţele de grinzi, plăci cu rigidizări, plăci cilindrice cu inele de rigidizare.

Toate problemele, fie ele de calcul elastic, elasto-plastic, de vibraţii sau de stabilitate sînt tratate în teoria liniară, aparatul matematic fiind constituit de ecuaţii cu diferenţe ordinare sau parţiale, cu coeficienţi constanţi.

Pentru tipurile de structură la care pot fi aplicate diferenţele finite, rezultatele sînt exacte, în limitele ipotezelor de bază din mecanica construcţiilor. Faţă de metodele iterative sau bazate pe serii, numărul termenilor din soluţie este finit şi nu se mai pune deci problema convergenţei soluţiei.

Într-un volum restrîns, autorii au reuşit să cuprindă un material bogat, concludent ilustrat cu exemple numerice.

Este o carte de mare valoare, care va fi consultată cu folos de toţi cei care se preocupă de concepţia şi calculul structurilor.

BEITRÄGE ZUM MASSIVBAU

Contribuţii privind construcţiile masive

Sub redacţia lui Hubert Beck şi Helmut Weigler
Düsseldorf, Beton-Verlag GmbH 1967
205 pagini

În literatura tehnică de limbă germană este încetăţenită de foarte mulţi ani tradiţia de a dedica valoroase culegeri de studii unor personalităţi care s-au ilustrat la catedră, în cercetare şi în practică, cu prilejul sărbătoririi lor.

Un asemenea volum, întitulat „Contribuţii privind construcţiile masive", a fost dedicat profesorului dr. ing. Alfred Mehmel de la Institutul politehnic din Darmstadt (R. F. G) cu prilejul împlinirii a 70 de ani, în 1966. Culegerea, care conţine 20 de studii, a fost îngrijită de profesorii Hubert Beck şi Helmut Weigler de la acelaşi institut.

Partea introductivă cuprinde o scurtă prezentare a vieţii şi activităţii sărbătoritului, o listă a publicaţiilor sale ştiinţifice, lista publicaţiilor colaboratorilor ştiinţifici de la catedra şi institutul de construcţii masive, lista comunicărilor institutului editate de A. Mehmel şi lista lucrărilor de doctorat susţinute la Institutul politehnic din Darmstadt, din specialitatea construcţii masive, la care profesorul Mehmel a fost referent.

Cele 20 de studii au autorii şi titlurile ce urmează :

1. *Heinz Schulze, Hanskarl Gutsche* : Construcţia şi realizarea farului din Kiel.
2. *Ulrich Finsterwalder* : Asupra siguranţei podurilor din beton precomprimat fără aderenţă.
3. *Franz Vaessen* : Procedeul liftării planşeelor.
4. *Georg Kirchner* : Asupra dimensionării elementelor comprimate de beton armat.
5. *Georg Ehlers* : Inginerul constructor în construcţiile inginereşti
6. *Kurt Hirschfeld* : Torsiunea barei cu secţiune dreptunghiulară bazată pe teoria lui Saint-Venant.
7. *Udo Wegner* : O metodă variaţională pentru determinarea eforturilor unitare în şaibe şi plăci şi convergenţa ei.
8. *Hubert Beck* : Asupra calculului cadrelor din diafragme regulate, cu o singură deschidere, nesimetrice.
9. *H. Weigler* şi *H. Fischer* : Betonul la temperaturi între 100 şi 750 °C.
10. *Heinz Schwarz* şi *Horst G. Schäfer* : Un procedeu pentru calculul eforturilor în plăcile subţiri de rotaţie solicitate simetric, de formă oarecare.
11. *Albert Krebs* şi *Wolfgang Kruze* : Asupra rigidităţii de riglă a cadrelor cu planşee liftate.
12. *Gerhard Becker* : Contribuţie la studiul rezistenţei betonului.
13. *Georg Bretthauer* : Colţul lui Navier. Asupra a două noi metode de rezolvare

a problemelor la limită din statica şaibelor şi plăcilor.

14. *Tankred Fey* : Contribuţie la calculul culeelor de pod cu aripi în consolă.

15. *F. W. Gravert* şi *K. H. Schneider* : Contribuţie la calculul planşeelor solicitate la margine de temperatură.

16. *Walter Mann* : Influenţe ale execuţiei asupra proiectării construcţiilor de beton armat.

17. *Robert K. Müller* : Posibilităţi şi limite ale încercărilor pe modele.

18. *Werner Schneider* : Calculul şi construcţia unui rezervor cilindric rezemat pe stîlpi izolaţi.

19. *Hans Jürgen Wiltneben* şi *Hans Kirchhoff* : Studii tehnico-economice pentru construcţii din beton armat monolit şi prefabricat.

20. *Roland Zelenka* : Trei tipuri de prefabricate din beton armat pentru institute de învăţămînt superior.

Volumul se remarcă prin conţinutul său extrem de variat şi de interesant şi este prezentat în condiţii grafice deosebite.

KONSTRUKTIVER INGENIEURBAU. BEITRÄGE ZUR BERECHNUNG, KONSTRUKTION UND AUSFÜHRUNG

Practica construcţiilor inginereşti. Contribuţii la calculul, construcţia şi realizarea lor

Sub redacţia dr. ing. K. H. Laermann. Düsseldorf, Werner-Verlag, 1967 478 pagini.

Pe linia volumelor jubiliare, menţionate în recenzia precedentă, se înscrie şi cartea de faţă, dedicată profesorului dr. ing. Kurt Hirschfeld, de la Institutul politehnic din Aachen (R. F. G.), cu prilejul împlinirii vîrstei de 65 de ani.

Cele 36 de studii omagiale au următorii autori şi titluri ;

1. *L. Walker* : Betonul armat şi lemnul de palisandru.

2. *E. Lackner* : Extinderea docurilor din Karaci.

3. *G. Garbotz* : Transformări de structură în construcţia drumurilor prin mecanizare.

4. *P. A. Mücke* : Dezvoltarea actuală a oraşelor. Privire retrospectivă şi perspective.

5. *P. Misch* : Reflecţii asupra dezvoltării construcţiilor de beton armat.

6. *E. Hampe* : Observaţii asupra aplicării principiului precomprimării în construcţii.

7. *H. Thul:* Construcţia de poduri în R. F. a Germaniei.

8. *W. Borkenstein* : Barajele în arc în complexul amenajărilor hidroenergetice. Conformare, calcul, încercări pe modele şi urmărire.

9. *J. Bonzel* : Contribuţie în problema rezistenţei betonului.

10. *W. Ernst* : Studiu asupra aderenţei carcaselor şi oţelurilor cu profil periodic.

11. *H. Hieke* : Construcţia şi proprietăţile maselor plastice cu rigidizări.

12. *F. Leonhardt* : Asupra problemei concordanţei între calcul şi realitate la structuri din beton armat şi beton precomprimat.

13. *A. Mehmel* şi *A. Krebs* : Contribuţie la tratarea practică a stabilităţii elementelor de beton armat comprimate excentric.

14. *W. Koepcke* : Contribuţie la calculul variaţiei eforturilor şi deformaţiilor grinzilor de beton armat datorită contracţiei şi curgerii lente în stadiul cînd zona întinsă este fisurată.

15. *Kl.—D. Bratz* : Variaţiile de momente primare în grinzi continue de beton armat încărcate cu sarcina utilă.

16. *H. Bay* : Asupra siguranţei la lunecare a grinzii de beton armat.

17. *E. Tennstedt* : Asupra dimensionării secţiunilor dreptunghiulare solicitate la încovoiere, fără ajutorul coeficientului *n*.

18. *E. Hake* : Asupra utilizării legilor finite efort unitar-alungire specifică în teoria plasticităţii.

19. *F. Tölke* : Torsiunea semispaţiului.

20. *E. Schulze* : Coeficient de tasare sau coeficient de rigiditate?

21. *G. Worch* : Calculul cadrelor cu reazeme elastice.

22. *H. Beck* : Sarcini de bifurcare a cadrelor etajate, cu noduri deplasabile, încărcate simetric, cu dimensiuni regulate.

23. *F. Vaessen* : Asupra calculului unui pod de cale ferată susţinut de un şir de stîlpi centrali.

24. *S. Bosniakowski* : Cazul de încărcare produs de deplasările reazemelor la tasarea în timp a terenului şi ţinînd seama de influenţa curgerii lente a betonului.

25. *P. Hütten* : Determinarea deplasărilor reazemelor în plan ale podurilor din beton precomprimat, continue şi curbe, cu luarea în considerare specială a execuţiei treptate a suprastructurii.

26. *Masao Naruoka, Hiroshi Ohmura, Kenji Nakagawa, Tomio Yamaguchi* : Asupra frecvenţei proprii a podurilor oblice cu reţea ortogonală de grinzi.

27. *K. H. Laermann* : O metodă experimentală pentru studiul cadrelor plane şi spaţiale.

28. *F. Reinitzhuber, S. Krug* : Banda de placă cu rigidizări regulate sub acţiunea unei sarcini pe fişii.

29 *R. Rabich* : Perturbaţiile marginale antisimetrice ale plăcilor subţiri conice şi cilindrice.

30. *H. Schmitz* : Forma de picătură. Studii şi amintire.

31. *W. Zerna* : Studiul experimental de rezistenţă al rezervoarelor de reactoare.

32. *H. W.-Dunker* : Măsurători de eforturi unitare în rezervoare sferice.

33. *J. Roth* : Comparaţie între metoda diferenţelor finite obişnuită şi metoda plurilocală.

34. *J. Kammenhuber* : Statica construcţiilor cu ajutorul macrooperaţiilor, ilustrată cu ajutorul metodei forţelor.

35. *G. Caspers* : Contribuţie la calculul sistemelor întinse cu folosirea maşinilor pentru prelucrarea datelor.

36. *G. Hollfeld* : Contribuţie la determinarea modificărilor produse de curgerea lentă în diferite situaţii ale construcţiei.

Studiile enumerate se remarcă prin mare varietate tematică, prin interesul actual al problemelor, printr-un înalt nivel de rezolvare, atît pe plan teoretic, cît şi experimental şi de realizări. De aceea, volumul de faţă va interesa cel mai larg cerc de constructori.

Se cuvine să mai menţionăm în încheiere şi condiţiile grafice reuşite ale volumului.

AUS THEORIE UND PRAXIS DES STAHLBETONBAUES

Din teoria şi practica betonului armat

Berlin/München, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1969 230 pagini

Publicaţia de faţă reprezintă un volum omagial, editat cu prilejul aniversării a 65 ani a prof. dr. ing. Gotthard Franz din Karlsruhe (R.F.G.).

După o scurtă notiţă biografică, însoţită de o listă a publicaţiilor şi o descriere a activităţii profesorului Franz în cadrul firmei Wayss u. Freytag, Frankfurt/Main, urmează un număr de 33 de studii dedicate sărbătoritului. În cele ce urmează vom trece în revistă aceste contribuţii.

1. *U. Wegner* : Asupra legilor care definesc analitic curbele caracteristice ale materialelor, cu considerarea proceselor termice.

2. *W. Zerna* : Relaţia efort unitar — deformaţie specifică pentru betonul supus la solicitare monoaxială.

3. *O. Steinhardt* : Asupra aplicării metodei energetice la structuri din bare.

4. *K. Kordina* : Asupra aplicării teoriei siguranţei la studii de stabilitate în construcţiile de beton armat.

5. *L. Palotás* : Dimensionarea tuburilor metalice betonate.

6. *R. Rabich* : Contribuţie la calculul structurilor static nedeterminate din beton armat, cu considerarea fisurării.

7. *V. Hahn* : Rezemarea la partea superioară în construcţia prefabricatelor de beton armat.

8. *J. R. Robinson* : Armarea consolelor scurte.

9. *W. Ernst*: Asupra petrecerii armăturilor şi plaselor.

10. *St. Soretz*: Influenţa oboselii asupra înnădirilor prin petrecere.

11. *Y. Guyon*: Ancoraje în masive.

12. *H. Rühle*: Legătura şi asigurarea conlucrării la construcţii mixte din beton.

13. *W. Teepe*: Asupra conlucrării elementelor prefabricate la planşee de beton armat.

14. *H. Beck, J. Henzel, J. Nicolay*: Asupra capacităţii portante a tronsoanelor de stîlpi prefabricaţi

15. *F. — P. Müller*: Încercarea de probă şi studiul pe model al unei grinzi canal de şed cu secţiune casetată.

16. *F. Ebner*: Asupra dimensionării plăcilor de beton armat cu direcţia armăturilor diferită de direcţia eforturilor principale.

17. *G. Wästlund, L. Hallbjörn*: Contribuţie la studiul săgeţilor şi momentului de rupere în plăci de beton armat cu armare oblică.

18. *A. M. Haas*: Planşee ciuperci de deschidere mare pe reţea de stîlpi care poate să nu fie dreptunghiulară.

19. *J. Rabe*: Un planşeu ciupercă cu nouă cîmpuri, cu grinzi pe contur, încărcat uniform, pe toată suprafaţa.

20. *F. Czerny*: Placa circulară simplu rezemată pe contur şi rezemată la centru.

21. *W. Flügge*: Soluţii singulare în probleme de rezistenţă.

22. *P. Csonka*: Plăci curbe subţiri intersectate, pe contur poligonal, cu margini libere şi dolii care nu lucrează la încovoiere.

23. *G. Schüring*: Turnuri de răcire cu tiraj natural supuse acţiunii vîntului.

24. *K. Schäfer*: Rezervoare cilindrice cu sarcini variabile radial.

25. *E. Hampe*: Unele observaţii privind calculul şi construcţia rezervoarelor din beton.

26. *W. Koepcke*: Asupra calculului rezervoarelor de presiune precomprimate pentru reactoare atomice.

27. *B. Neunert*: Rezervor de reactor, din beton precomprimat, pentru presiuni interioare ridicate şi realizarea unui model la scara 1 : 3.

28. *H. Niedenhoff*: Construcţia unui decantor la Murgtal.

29. *H. Wittfoht*: Dezvoltări noi pentru construcţia podurilor din beton precomprimat de mare deschidere.

30. *H. Schulze*: Proiectarea şi execuţia digului Sharjah.

31. *G. Blink*: Impermeabilitatea la apă a construcţiilor de beton, o problemă de material sau de construcţie?

32. *W. Hauck*: Comportarea fizică a pereţilor exteriori; puncte de vedere pentru aprecierea lor.

33. *M. Ismail*: Computer şi inginer.

Aşa cum reiese din această simplă enumerare, studiile prezintă o mare actualitate şi o mare varietate din punct de vedere al tematicii, corespunzînd integral titlului adoptat pentru volum. Temele studiate sînt de deosebit interes pentru toţi cei ce se preocupă de cercetări, proiecte şi execuţia construcţiilor de beton armat.

Conf. dr. docent **M. V. Soare**

DOCUMENTARE

REALIZĂRI REMARCABILE DIN BETON APARENT

Din lucrările premiate şi evidenţiate de THE CONCRETE SOCIETY (Anglia) în 1971

1. NOUL PAVILION DE LA COLEGIUL ST. ANTHONY DIN CADRUL UNIVERSITĂŢII OXFORD

Lucrarea premiată cuprinde sala de mese, care se extinde în înălţime pe două etaje, cu o galerie la nivelul al doilea şi saloanele anexe, bar, bucătării, depozite de alimente etc.

În afară de planşeele de beton turnate pe loc, întreaga clădire, inclusiv faţada, sînt formate din elemente prefabricate din beton aparent alb. Acoperişul de mare deschidere al sălii de mese şi saloanelor este constituit dintr-o reţea de grinzi prefabricate din beton precomprimat cu armătură postîntinsă, rezemate pe stîlpi octogonali (fig. 1 şi 2).

În afară de rol structural portant, acoperişul formează baza geometrică a sistemului de iluminat artificial şi natural.

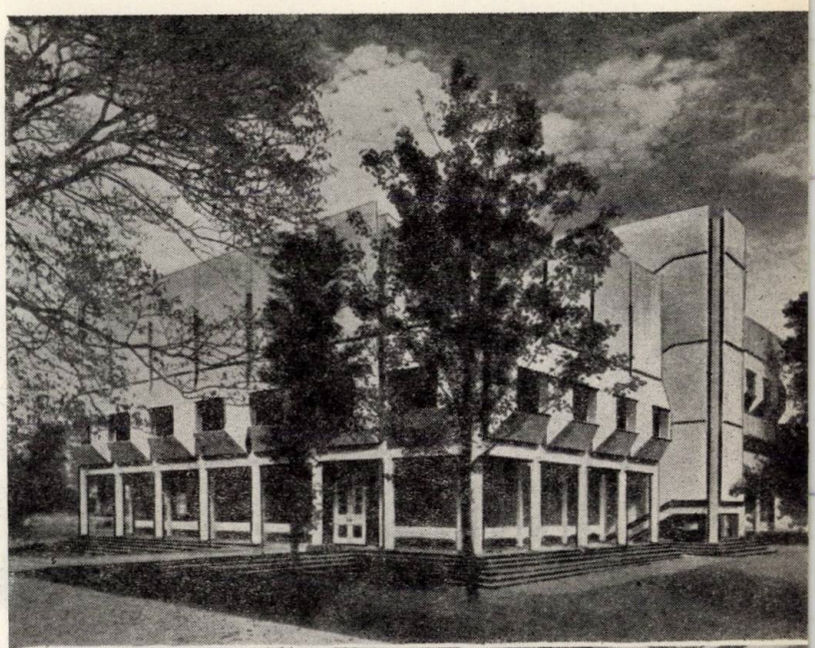


Fig. 1

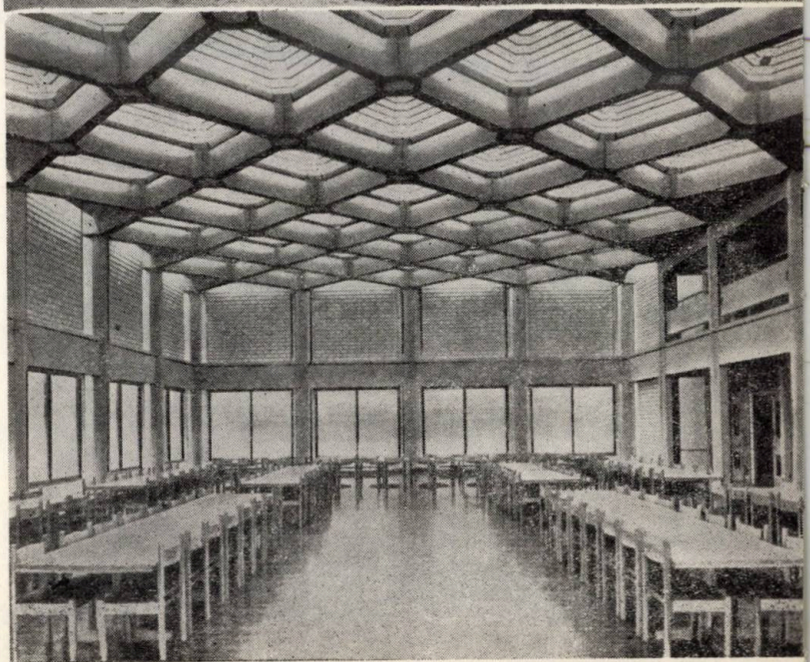


Fig. 2

2. PASAJE SUPERIOARE LA LIVERPOOL

Noile pasaje aeriene au fost construite la Liverpool cu scopul de a uşura circulaţia prin tunelul rutier Mersey şi traficul de legătură cu centrul oraşului, separînd cele două căi de acces. În afară de pasajele pentru circulaţia rutieră, s-a executat şi o pasarelă pentru pietoni (fig. 3).

În imediata vecinătate a construcţiei rutiere aeriene se găsesc mai multe clădiri de interes arhitectonic, aşa că a fost necesar să se acorde o atenţie specială înfăţişării noilor construcţii.

Pasajele au fost construite cu grinzi casetate continue din beton precomprimat monolit, de secţiune constantă, înclinate atît cît este nevoie ca să asigure supraînălţarea necesară.

Ambele căi suspendate au o lăţime de gabarit (totală) de 10 m. Lăţimea între feţele parapetului este de 8,8 m şi cuprinde o parte carosabilă, avînd o lăţime constantă de 7,30 m, flancată pe ambele laturi de trotuare de 0,80 m.

Lungimea totală între culee la pasajul de nord este de 240 m, iar la cel de sud, de 284 m. Stîlpii sînt din beton armat aparent de 1,53 m diametru şi au o finisare executată prin împroşcare cu alice.

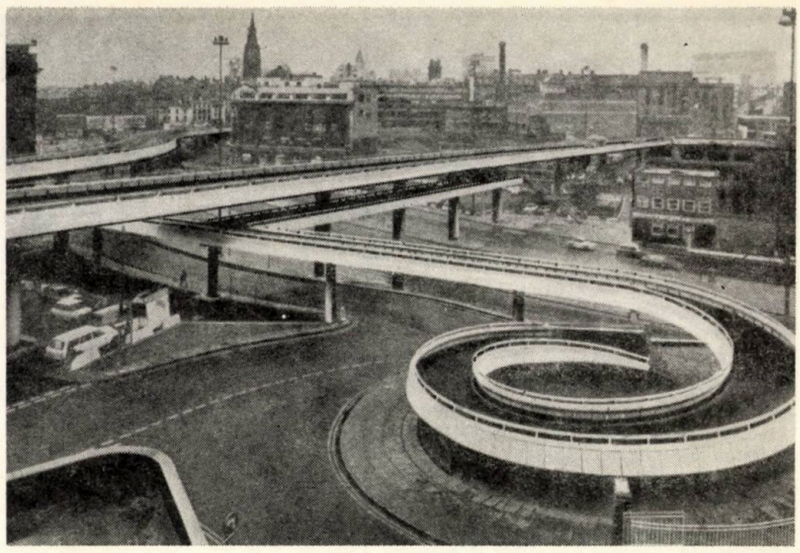


Fig. 3

Pasarela pentru pietoni este în întregime din beton armat, terminîndu-se la fiecare capăt printr-o rampă în spirală.

---

3. DEPOZIT DE ALIMENTE LA CHARLTON, LONDRA

Acest depozit de 10 milioane picioare cubice capacitate, măsurînd 198 m pe 107 m, este destinat să recepţioneze, să înmagazineze, să sorteze şi să expedieze 5000 de tone de articole alimentare pe săptămînă. Întreaga structură a acoperişului şi aproape toată clădirea sînt din beton uşor prefabricat, cu agregate uşoare de tip Lytag, soluţie care a corespuns cel mai bine condiţiilor impuse cu privire la costuri, rezistenţă la foc şi igienă (fig. 4 şi 5).

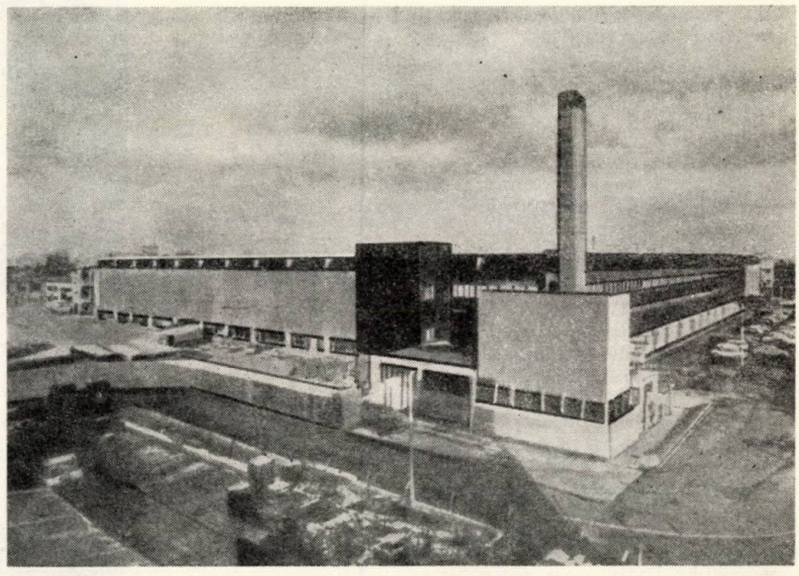


Fig. 4 ▲

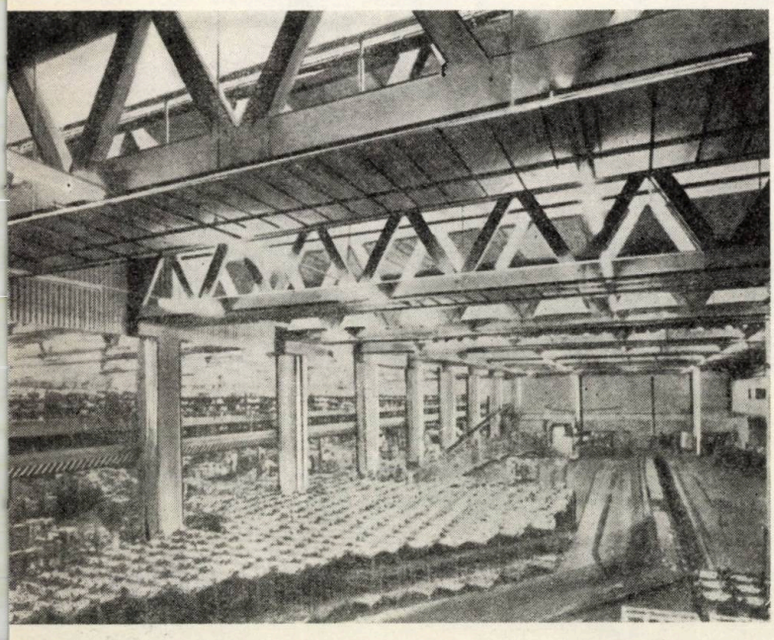


Fig. 5

Acoperişul constă din perechi de ferme prefabricate din beton rezemate de stîlpi de beton armat cu capiteluri metalice în cruce, turnaţi pe loc. Deasupra secţiilor frigorifer, tălpile superioare ale fermelor sînt acoperite de elemente de acoperiş prefabricate din beton uşor, în timp ce plafonul izolat este suspendat de tălpile inferioare. În partea destinată mărfurilor neperisabile, elementele prefabricate de acoperiş traversează alternînd între tălpile inferioare şi tălpile superioare ale fermelor, ca să permită realizarea luminatoarelor. Această dispoziţie asigură iluminarea naturală şi ventilaţia, iar în caz de incendiu este avantajoasă, deoarece flăcările, propagîndu-se orizontal, pot scăpa prin ventilatoarele fuzibile.

4. STAȚIA DE PILOTARE DE LA FOLKESTONE, KENT, ANGLIA

Concepția noii stații de pilotare de pe coasta engleză combină atît betonul monolit, cît și cel prefabricat. Astfel, structura în beton monolit a fost îmbinată la exterior cu panouri prefabricate de beton aparent alb rezistent la intemperii. Pentru contrast, turnul este din beton monolit aparent realizat în cofraje de scînduri cu fibră în relief (fig. 6).

Pentru a fi ferite de pătrunderea ploii cu vînt, ferestrele sînt amplasate în ancadramente prefabricate adînci, fiind retrase de la fața exterioară. Ferestrele turnului de comandă permit o vizibilitate pe o zonă de 290° ; ele sînt încălzite și prevăzute cu dispozitive de spălare și cu ștergătoare.

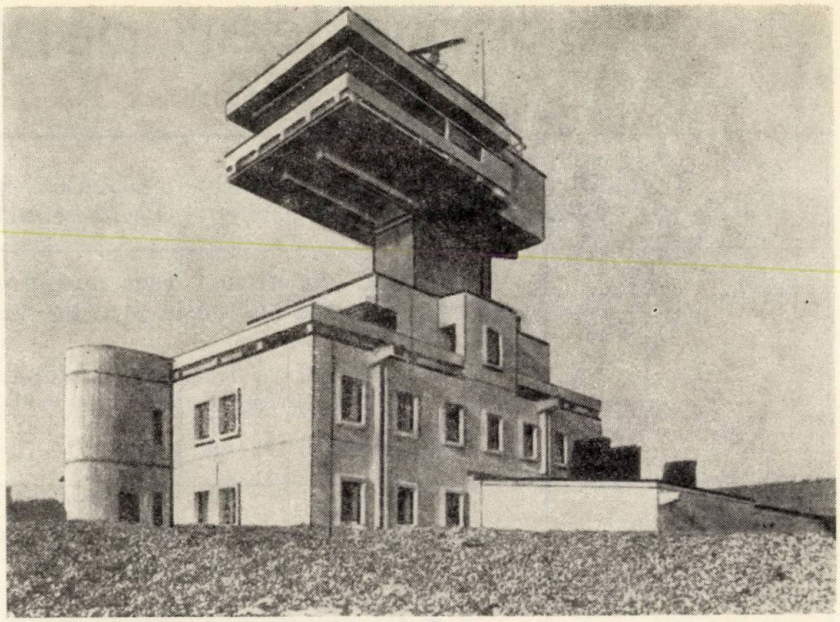


Fig. 6

Hotelul „Muntenia" de la Pitești

MŰSZAKI DOKUMENTÁCIÓS 1883

Recomandări pentru autori

Inginerii constructori din cercetare, învățămînt, proiectare și execuție, care trimit articole spre publicare, sînt rugați insistent să țină seamă de următoarele :

TEXTUL

- nici un articol care reproduce lucrări sau părți esențiale ale unor lucrări ale autorului apărute anterior în țară nu va fi publicat în revistă ;
- articolul va fi trimis în **două** exemplare dactilografiate la două rînduri (*nu se primesc materiale scrise pe foiță*) ;
- articolul nu va depăși **10—12** pagini ;

ILUSTRAȚIA

- figurile care ilustrează articolul vor fi desenate pe calc, pe format de 18—24 cm maximum ;
- fotografiile care însoțesc, eventual, articolul vor fi pe hîrtie lucioasă (format 9×12 minimum) și vor avea definiție bună și contrast cît mai puternic ; în cazul în care felul cum trebuie așezată fotografia nu reiese evident din subiectul fotografiat, se va indica marginea superioară printr-o săgeată, pe reversul fotografiei ;
- explicațiile materialului ilustrativ se vor scrie separat de textul articolului, iar pe reversul fiecărei figuri sau fotografii se va indica numărul corespunzător trimiterii din text ;

FORMULELE

- formulele care cuprind litere grecești sau alte simboluri, ce nu există pe claviatura mașinii de scris, vor fi scrise de mînă **foarte citeț ;**
- indicii și exponenții vor fi plasați cu toată atenția ca atare, astfel încît să nu fie posibilă nici o confuzie ;

BIBLIOGRAFIA

- bibliografia articolului va cuprinde : numele și prenumele (în această ordine) autorului lucrării consultate și titlul lucrării (în limba originală, dacă lucrarea nu a fost tradusă în l. română) ; apoi—dacă este vorba de o carte : localitatea unde s-a publicat, editura, anul apariției ; dacă este vorba de o revistă : titlul revistei (în original), țara unde apare, numărul și anul apariției ;

REZUMATUL

- pe o foaie separată se va prezenta un rezumat de maximum 10 rînduri al articolului, acest rezumat urmînd a fi tradus de redacție în limbile engleză, franceză, germană și rusă ;

AUTORUL

- articolul va fi iscălit cu prenumele întreg (nu cu inițiale) și numele autorului sau autorilor, sub care se va nota locul de muncă ;
- pe copia articolului, la sfîrșit, se vor nota clar adresa și numărul de telefon unde redacția poate lua contact cu autorul.

Programarea articolelor acceptate spre publicare va fi făcută în funcție de spațiul disponibil pentru materia de specialitate respectivă și ținîndu-se seama de data primirii la redacție a formei finale a articolului.

Manuscrisele neacceptate spre publicare nu se restituie autorilor.

A apărut

„PROIECTAREA STÎLPILOR DE BETON ARMAT"

Tabele şi exemple de calcul pentru dimensionarea şi verificarea secţiunilor dreptunghiulare solicitate la compresiune excentrică oblică—Metoda la stări limită.

Preţul unui exemplar 35 lei.

Apar în curînd

* **„AGRESIVITATEA NATURALĂ PE TERITORIUL ROMÂNIEI ŞI ADOPTAREA MĂSURILOR CORESPUNZĂTOARE PENTRU LUCRĂRILE DE BETON ŞI BETON ARMAT"**

Lucrarea sintetizează studiile şi cercetările efectuate în ultimii 10 ani, explicînd fenomenele de agresivitate naturală pe baza datelor obţinute din cercetări, detaliind, unde este cazul, prevederile din prescripţiile tehnice.

Lucrarea va avea cca 320 pagini, hărţi şi tabele.

Preţul unui exemplar 35 lei.

* **„NORMATIV REPUBLICAN PENTRU PROIECTAREA ŞI EXECUTAREA CONSTRUCŢIILOR ŞI INSTALAŢIILOR DIN PUNCT DE VEDERE P.C.I."**

Ediţie definitivă 1972, complet refăcută.

Preţul unui exemplar 15 lei.

Comenzile se primesc pe adresa:

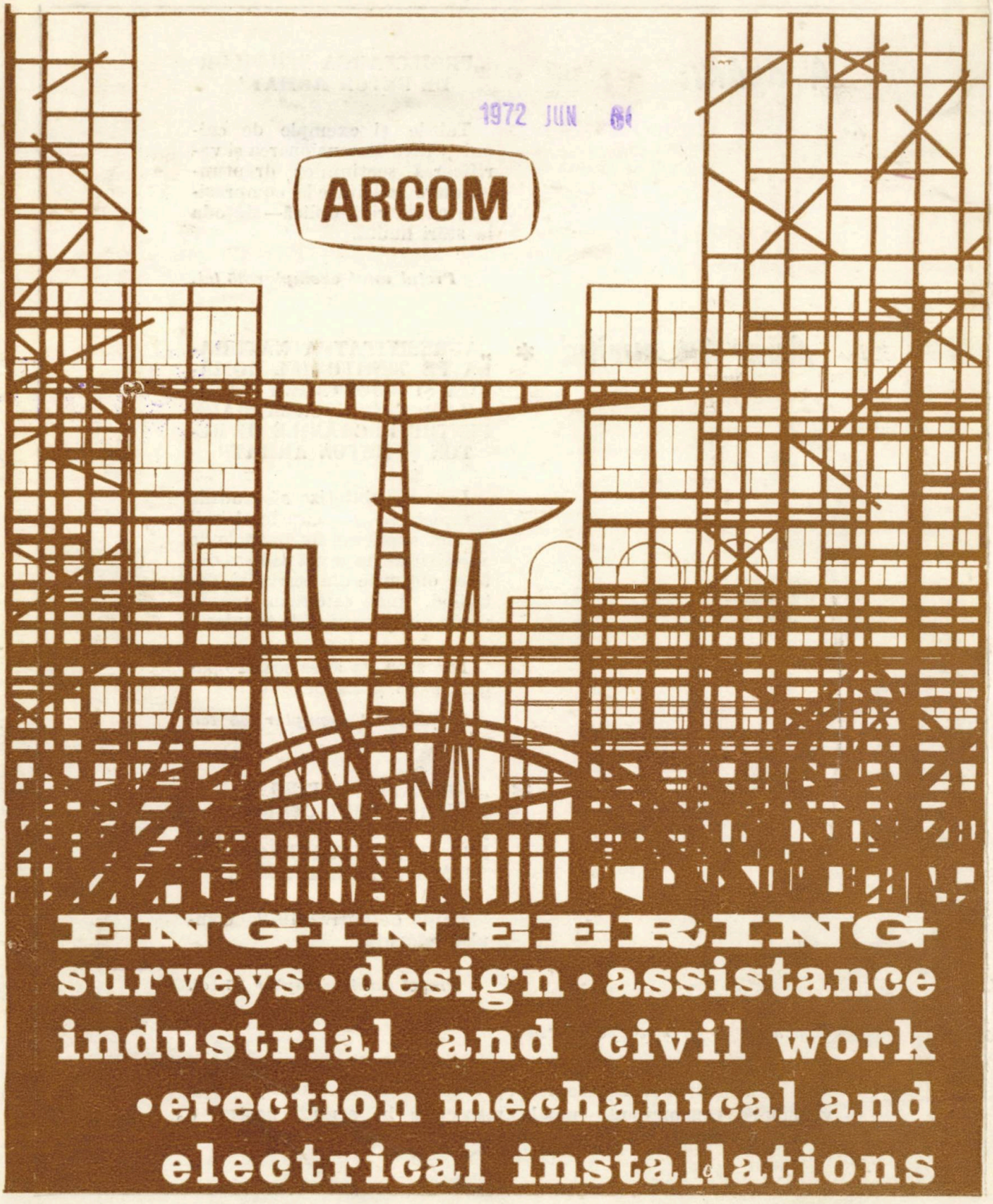
REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII
Strada Episcopiei 9, Sectorul 1, Bucureşti,
virîndu-se concomitent sumele respective în contul nostru de virament nr. 30.10.02.00 BNRSR — Filiala Sector 4

C.D.C.A.S. — REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

BUCUREŞTI — Str. EPISCOPIEI Nr. 9, Sector 1

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1972 conform aprobării D.P.D.P. nr. 10/10556/1970

1972 JUN 06



ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCȚII-MONTAJ
ROMANIAN CONSTRUCTION AND ERECTION COMPANY

91—93, Calea Victoriei, Sector 1, Bucharest, ROMANIA
Telephone: 14.98.33 • Telex: 490
Telegrams: ARCOM — Bucharest

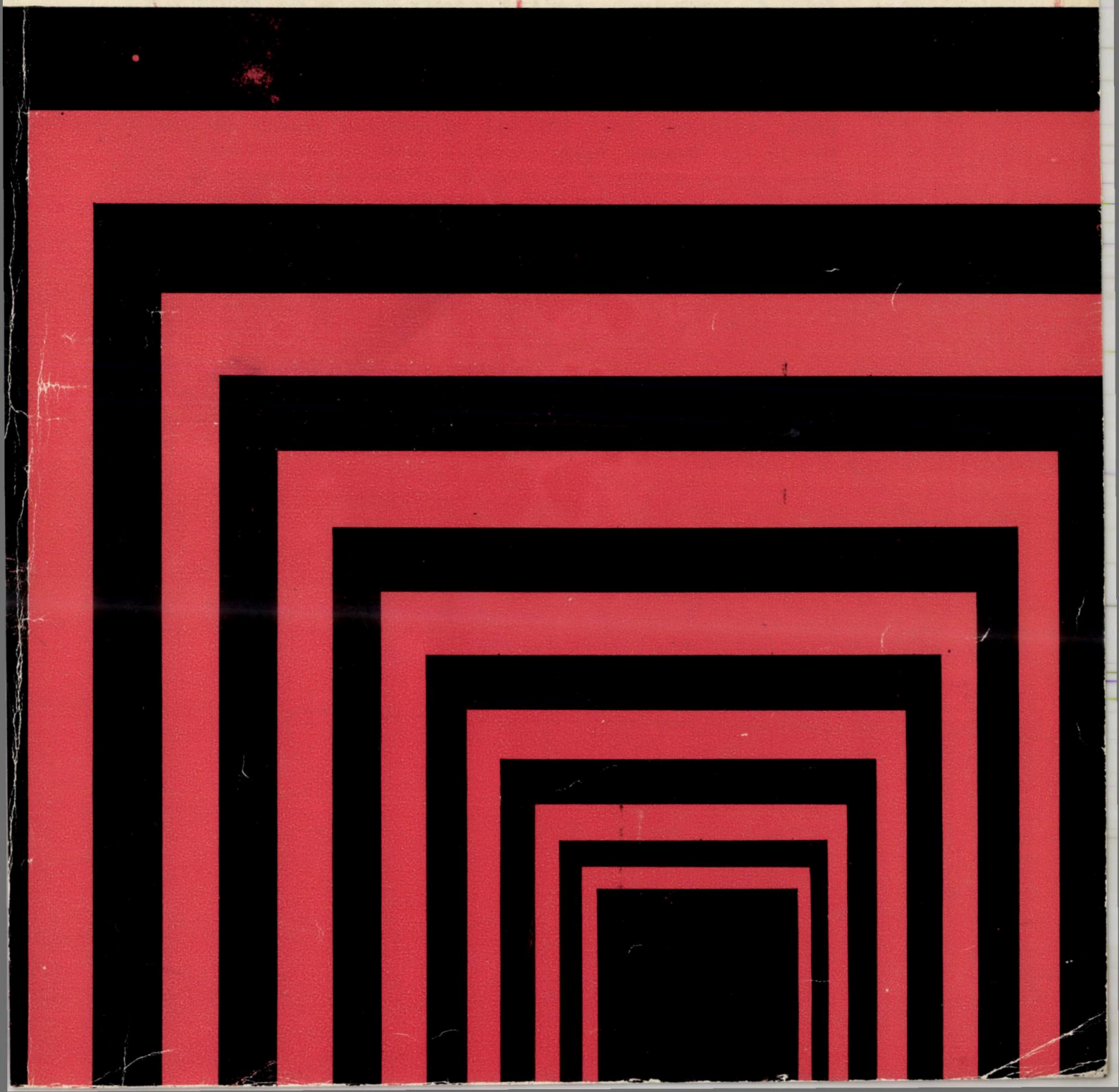
E 1688

04-001

CONSTRUCȚII

PETROȘANI

4 ▫ 1972



Realizarea în bune condiții a programului de investiții prevăzut în actualul cincinal impune să se ia toate măsurile pentru asigurarea la timpul optim a proiectelor și documentației tehnice, a utilajelor tehnologice, pentru ridicarea gradului de mecanizare, pentru scurtarea duratei de execuție și darea mai devreme în funcțiune a noilor obiective.

Există condiții ca printr-o strînsă conlucrare între proiectanți, constructori și beneficiari să se realizeze cu succes investițiile planificate. Fără îndoială că oamenii muncii din construcții vor depune toate eforturile pentru a-și îndeplini cu cinste marile sarcini ce le revin în înfăptuirea programului de investiții în actualul cincinal, dînd patriei noi fabrici și uzine, noi edificii social-culturale care să asigure poporului un nivel de viață și de civilizație tot mai înalt.

Din cuvîntarea tovarășului **NICOLAE CEAUȘESCU**
la Conferința pe țară a cadrelor de conducere din
întreprinderi și centrale industriale și de construcții
17—19 februarie 1972

CONSTRUCȚII

1972

Nr. 4/1972
ANUL XXIV

MŰSZAKI KÖNYVTÁR

CUPRINS

Ing. Traian BIGAN

Conferința pe țară a cadrelor de conducere din întreprinderi și centrale industriale și de construcții — larg schimb de păreri și de experiență al oamenilor muncii 1

Ing. Paul TEODORU, ing. Emeric ROHM

Hale industriale etajate cu structura integral prefabricată în industria chimică de sinteze medicamente 4

Gérard BLACHÈRE

Aspecte ale industrializării construcțiilor în Franța . . . 8

Ing. Einar KEINTZEL

Un calcul spațial simplificat al construcțiilor multietajate nesimetrice 15

Ing. Ion BRÎNZAN

Un nou sistem de îmbinare de rezistență la clădirile din panouri mari: Precomprimarea pe verticală 22

Ing. Florin PLEȘOIANU

Probleme legate de mărirea eficienței economice a investițiilor în construcții prin îmbunătățirea activității referitoare la elaborarea și utilizarea indicilor tehnico-economici . . 31

Ing. Nicolae TOMESCU

Probleme actuale ale loessului și ale fundării construcțiilor pe loess 35

Ing. Nicolae BOGDAN

Variația costului executării lucrărilor de pământ cu ajutorul excavatoarelor, în funcție de principalii factori care intervin în organizarea lucrărilor 45

CRONICA

Prefabricarea betonului (A IV-a Conferință de betoane, Brașov, 9—11 decembrie 1971) 56

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR
INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACȚIE

Ing. EM. BAICULESCU
director I.P.I.M.C.

Acad. prof. ing. ST. BĂLAN
președinte secția construcții C.N.I.T.

Acad. prof. ing. A. BELEȘ
Institutul de construcții București

Ing. T. BIGAN
șef sector, Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. CĂLIN DAN
director general, T.L.S. București

Ing. R. CIOROIU
adjunct al ministrului construcțiilor industriale

Ing. C. DIACONU
consilier I.S.P.E.

Prof. dr. ing. D. DUMITRESCU
Institutul de construcți. București

Ing. V. DUMITRESCU
director tehnic, I.M.B.

Ing. D. ELIADE
șef sector tehnic Ministerul Construcțiilor Industriale

Dr. ing. I. FĂCĂOARU
șef secție, INCERC

Prof. dr. ing. V. FOCȘA
Institutul politehnic Iași

Ing. D. GHIȚESCU
șef secție, INCERC

Ing. MIRCEA IATAN
director cu pregătirea lucrărilor T.I.I.Ch.B.

Ing. PANAIT IONESCU
director producție, T.M.U.Ch.B.

Ing. N. LASZLO
director tehnic, I.S.A.R.T.

Prof. ing. D. MATEESCU
Institutul politehnic Timișoara

Ing. HERCULE MĂNESCU
director, C.O.C.C.

Prof. ing. M. MIHAILESCU
Institutul politehnic Cluj

Ing. I. NEAGU
director, I.P. "Proiect Brașov"

Ing. R. NEGRU
consilier al președintelui C.N.S.T.

Ing. D. NICULESCU
ing. șef, IPROSIN

Ing. T. PATELLI
director general, T.C.I. Iași

Ing. M. POPOVICI
director general, T.C.I. Cluj

Ing. M. RAMBA
director, C.S.E.A.L.

Ing. ST. RADVAN
director general adj. I.C.M.S. Galați

Ing. M. SIMNICEANU
director, Ministerul Construcțiilor Industriale

Prof. ing. I. STĂNCULESCU
prorector, Institutul de construcții București

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU
ing. șef Laborator central M.C. Ind.

Ing. A. STĂNESCU
consilier al ministrului construcțiilor industriale

Ing. A. TACORIAN
șef sector, Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. I. TORINGHIBEL
director, I.C.H. Constanța

Ing. I. VASILESCU
director general, C.I.P.B. (M.E.F.M.C.)

Ing. M. VERNESCU
ing. șef, I.P.C.M. București

Ing. P. VERNESCU
director, I.P.C.

REDACTOR RESPONSABIL

Ing. M. LUPAN
director adjunct științific, INCERC

EDITOR:

CDCAS — Redacția publicațiilor pentru construcții,
București, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuța poștală nr. 2980, Of. poștal 22, Telefon: 16 49 14

ȘEFUL REDACȚIEI : *Alexandru Tînțăreanu*

REDACTORUL EDIȚIEI : *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACȚIE : *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I. P. Informația—str. Brezoianu nr. 23—București

ABSTRACTS

P. TEODORU, E. ROHM : Multistoried industrial halls with integrally precast structure in the chemical industry

The article presents one of the achievements obtained by the „Design Institute for the Organic Chemical Industry of Drugs Synthesis and Synthetic Fibres" in the field of prefabrication and industrialization of multistoried industrial halls.

The autors describe a solution of their own for a prefab reinforced concrete bearing structure intended for three-storied industrial halls with a 6 × 6 m grid.

The solution consists of cross frames formed by one-piece precast long-cantilevered piles at the intermediate floors level, joined between them by prefab struts, supporting double-T floor units.

The roofing is executed by caissons of 6, or 12 m span. The frames are joined longitudinally by precast or cast-in-place struts at the level of each knot, which struts, at the edge of the structure, stand also for closing elements. The prefab pieces are joined in such a manner that the resulting structure behaves as a monolithic whole.

Finally, the authors present the conclusions drawn from the designing and execution of several such halls.

G. BLACHÈRE : Aspects of the industrialisation of building in France

The paper presents the lecture of the author given at the Building Research Institute — INCERC — in Bucharest in October 1971, with regard to the principal aspects of the industrialization of dwellings and school buildings in France.

The principal industrialized systems for dwellings are presented : large panels and cast in situ concrete in large forms as well as future tendencies : the Mecano-system, the box-units, and the mobile home, considered in the present economic conditions in France.

E. KEINTZEL : A simplified spatial calculus of the unsymmetrical multistoried buildings

This is a sequel to the article „A simplified spatial calculus of the symmetrical multistoried buildings" by the same author published in our No 3|1970, in which an analogy was established between the spatial calculus of a symmetrical multistoried building and the calculus of a shear wall with a row of openings.

In the present article, this analogy between the approximate spatial calculation of a building comprising shear walls with and without openings and frames (blind and hollow shear walls and frames), and the calculus of a replacing frame is also extended to the unsymmetrical buildings. Using this analogy, both the static spatial design of these structures and the computation of the vibrations they are subjected to, are treated.

I. BRÎNZAN : Vertical prestress : a new jointing system of resistance for buildings made of large panels

The article describes the researches carried out and their results concerning the behaviour under static horizontal loading of two full-scale two-storied structural models made of large panels jointed by vertical prestressing.

The vertical prestressing of the test models (cells) was made in two versions : first by means of squeeze-headed PC 90 ⌀ 25 steel struts tied with box-sectioned continuity members, and then with 41 MOC 11 high-quality steel ⌀ 25 nutted up smooth rods.

If the joint by vertical prestress and the monolithization between the wall panels and in the flanges are correctly carried out, and the location of the prestressing points in the architectural lay-out of the building is conveniently made, then continuity and spatial conclusion to ultimate strength of all the bearing vertical shear-walls of the large-panelled structure are assured.

FL. PLEŞOIANU : Problems related to the increase of the economic efficiency of investments in civil engineering by improving the activity concerning the elaboration and use of technical-economic indices.

The author starts from the consideration that the problem of the proper management of the investments assigned to civil engineering works is of particular interest, taking into account the great amount of these investments, a fact which accounts for the need of choosing and making widely known the most efficient solutions of design.

This can be accomplished only through technical-economic indices permitting to compare the designs with a view of selecting the most economically efficient of them.

Consequently, the author discusses the problem of improving the method of elaborating the technical-economic indices by bringing up-to-date the indices cards, as well as by the centralization, selection and diffusion of the most conclusive cards, as well as by forming a network of technical-economic indices on subassemblies of construction objects, wich would improve substantially the use of these indices in practice.

N. TOMESCU : Present-day problems concerning loess soils and building foundations on loess

The problem of loess soils and of foundations built on them compels the constant attention of all that have to build on such grounds.

The article abstracts the conclusions of the studies carried out and of the observation of building behaviour, put in evidence by the latest works and conferences in this respect and offers at the same time indications and suggestions fo the future.

N. BOGDAN : Earthworks costs variation in terms of the main factors implied in job management

The article theorizes some technical-economic aspects of earthworks carried out by excavators, showing by theoretical formulae — then applied to a building equipment enterprise — the way in which the cost of works varies, in terms of several factors (vehicle capacity and distance of transport, working hours amount on a site, working hours in a year, total yearly volume of earthworks and the length of service of the equipment used).

RÉSUMÉS

P. TEODORU, E. ROHM : Halls industriels étagés, à structure entièrement préfabriquée, pour l'industrie chimique

L'Institut d'établissement des projets pour l'industrie chimique organique de synthèse des médicaments et fibres synthétiques a obtenu des succès dans le domaine de la préfabrication et industrialisation de la construction des halls industriels étagés, dont un est présenté dans cet article. Les auteurs décrivent une solution propre de structure de résistance en béton armé préfabriqué pour halls industriels à trame de 6,0 × 6,0 m sur trois niveaux.

La solution consiste en cadres transversaux formés par des piliers précoulés d'une seule charge, à longues encorbellements au niveau des planchers intermédiaires, joints entre eux par des poutrelles préfabriquées, qui supportent des éléments de plancher en double T. La toiture est réalisée en caissons de 6,0 m ou 12,0 m de portée.

Les cadres s'unissent en longuer par des poutrelles préfabriquées ou monolithiques à la hauteur de chaque noeud. Ces poutrelles représentent aussi des éléments de fermeture aux bords de la construction. Les éléments préfabriqués sont assemblés de telle manière que la structure terminée se comporte comme un tout monolithique.

Les auteurs exposent les conclusions tirées des projets et de l'exécution de ce type de halls.

G. BLACHÈRE : Quelques aspects de l'industrialisation des constructions en France

L'article représente la conférence de l'auteur à l'Institut de recherches du bâtiment — INCERC — Bucarest en octobre 1971 portant sur les principaux aspects de l'industrialisation des constructions de logement et des constructions scolaires en France.

On présente les principaux procédés industrialisés pour les bâtiments de logement : les grands panneaux et le béton banché et aussi les tendances futures : le système Mécano, les éléments tridimensionnels et le mobile home, considérés dans les conditions actuelles économiques existantes en France.

E. KEINTZEL : Un calcul spatial simplifié des bâtiments multiétagés non-symétriques

L'article est une continuation de l'article „Un calcul spatial simplifié des bâtiments multiétagés symétriques" par le même auteur, publié dans la No. 3/1970 de notre revue, article ou on établissait une analogie entre le calcul spatial d'un bâtiment multiétagé symétrique et le calcul d'un diaphragme à une rangée d'ouvertures.

Dans ce deuxième article on fait porter cette analogie entre le calcul spatial approximatif d'un bâtiment comprenant dans sa structure des diaphragmes avec ou sans ouvertures et des cadres, et le calcul d'un cadre remplaçant, sur les bâtiments non-symétriques. En utilisant cette analogie, on traite tant du calcul statique spatial de ces structures, que du calcul des vibrations auxquelles elles sont soumieses.

I. BRÎNZAN : La précontrainte verticale : un nouveau système de jointure de résistance pour les bâtiments en grands-panneaux

L'article présente les recherches effectuées et leurs résultats concernant le comportement aux sollicitations horizontales statiques de deux modèles de structures à deux niveaux, à l'échelle naturelle, en grands panneaux assemblés par précontrainte verticale.

La précontrainte verticale des modèles (cellules) expérimentales a été effectuée en deux variantes : (1) à barres ⌀ 25 en acier PC 90, à têtes emboutissées, reliées aux pièces de continuité en caisson, et (2) à barres lisses ⌀ 25 en acier de qualité supérieure 41 MOC 11, raccordées par écrous.

Si la jointure par précontrainte verticale et les monolithisations entre les panneaux de parois et dans les ceintures sont correctement exécutées et l'emplacement de points de précontrainte dans le plan du parti architectural de la construction est judicieusement réalisé, la continuité sera assurée, ainsi que la conclusion spatiale, jusqu'à la rupture, de tous les diaphragmes verticaux portants de la structure en grands panneaux.

FL. PLEŞOIANU : Au sujet de l'augmentation de l'efficience économique des investissements dans le bâtiment par l'amélioration de l'activité concernant l'élaboration et l'emploi des indices tehnico-économiques

L'auteur part du considérant que le problème d'une bonne gestion des investissements afférents aux tranvaux de construction-montage est d'une importance primordiale, compte tenu du grand volume de ces investissements, ce qui entraîne la nécessité de sélectionner et de populariser les solutions les plus efficaces dans l'établissement de projets.

On ne peut cependant réaliser cela que par la voie des indicateurs technico-économiques permettant de comparer les projets en vue de leur sélection.

En conséquence, on débat le problème de l'amélioration de la méthode d'élaboration des indices technico-économiques en actualisant les fiches à indices, en centralisant, en sélectionnant et en diffusant les fiches les plus concluantes, ainsi qu'en formant un réseau d'indices technico-économiques basé sur les sous-ensembles des objets de constructions, ce qui aura comme résultat d'améliorer sensiblement l'emploi de ces indices.

N. TOMESCU : Problèmes actuels concernant le loess et le fondement des construction sur loess

Le problème du loess et du fondement des constructions sur loess constitue une préoccupation permanente de tous ceux qui bâtissent sur des tels terrains.

L'article résume les conclusions des études effectuées et de l'observation du comportement des constructions, mises en évidence par les derniers ouvrages et conférences sur ce sujet. Il offre à la fois des points de repère et des suggestions pour l'avenir.

N. BOGDAN : La variation du coût des travaux de terrassement exécutés à l'aide d'excavateurs, en fonction des principaux facteurs qui interviennent dans l'organisation des travaux

L'article présente du point de vue théorique quelques aspects tehnico-économiques concernant les travaux de terrassement, en montrant par des formules théoriques — appliquées ensuite à la situation d'une entreprise de mécanisation — de quelle manière varie le coût des travaux en fonction de plusieurs facteurs (la capacité du moyen de transport et la distance à parcourir, le nombre des heures de travail sur un emplacement, heures de travail par an, le volume total annuel des travaux et l'âge de l'équipement).

ZUSAMMENFASSUNGEN

P. TEODORU, E. ROHM : Industriehallen der chemischen Industrie mit völlig vorgefertigtem Tragwerk

Der Beitrag schildert einen vom Projektierungsinstitut für die Industrie der organischen Synthese von Arzneinen und Kunstfasern auf dem Gebiete der Vorfertigung und Industrialisierung der Ausführung von Mehrstock-Industriehallen erzielten Erfolg. Die Verfasser beschreiben eine eigene Lösung für ein vorgefertigtes Tragwerk aus Stahlbeton, für Industriehallen mit einer Öffnungsweite von 6,0 × 6,0 m auf drei Stockwerken.

Die Lösung wendet Querrahmen an, bestehend aus einteiligen vorgegossenen Säulen mit langen Konsolen, über vorgefertigte Riegel in Höhe der Zwischendecke verbunden, worauf sich Bauteile mit TT-Decken stützen. Das Dach wird aus Kassettenplatten mir einer Spannweite von 6,0 oder 12,0 m ausgeführt. Die Rahmen werden längs über vorgefertigte oder Monolith-Riegel bei jedem Knotenpunkt verbunden, wobei die am Gebäuderand liegenden Riegel gleichzeitig als Abschluss dienen. Die Fertigteile werden derart verbunden, dass das Tragwerk letzten Endes monolithisch wirkt.

Die Verfasser weisen desgleichen auf die Schlussfolgerungen der Projektierungs-und Ausführungsarbeiten für derartige Hallen hin.

G. BLACHÈRE : Aspekte der industrialisierung von bauten in Frankreich

Der Aufsatz stellt den, vom Verfasser am Forschungsinstitut für Bauwesen — INCERC — Bukarest, im Oktober 1971 gehaltenen Vortrag mit Bezug auf die wichtigsten Aspekte der Industrialisierung von Wohn- und Schulgebäuden in Frankreich, dar.

Es werden die hauptsächlichen industrialiserten Systeme für Wohngebäude : Grossbauplatten und Monolithbeton in grossen Schalungen sowie auch die künftigen Tendenzen : das Mecano-System, die Raumelementen und die ,,mobile home", in Anbetracht der gegenwärtigen wirtschaftlichen Bedingungen in Frankreich, dargestellt.

E. KEINTZEL : Eine vereinfachte räumliche Berechnung der unsymmetrischen Mehrstockbauten

Vorliegender Beitrag ist die Fortsetzung des in Nr. 3/1970 unserer Zeitschrift erschienenen Artikels „Eine vereinfachte räumliche Berechnung der symmetrischen Mehrstockbauten desselben Verfassers, in welchem eine Analogie zwischen der räumlichen Berechnung eines symmetrischen Mehrestockbaues und der Berechnung einer Schale mit einer Hohlreihe festgelegt wird.

In vorliegendem Beitrag wird diese Analogie zwischen der annähernden räumlichen Berechnung eines Bauwerkes, welches Schalen mit und ohne Hohlreihen und Rahmen enthält und der Berechnung eines Ersatzrahmens auch auf die unsymmetrischen Gebäude erweitert. Unter Anwendung dieser Analogie wird sowohl die statische räumliche Berechnung dieser Strukturen, als auch die Berechnung der Erschütterungen denen diese ausgesetzt sind, besprochen.

I. BRÎNZAN : Die Vorspannung auf der Senkrechten — ein neuer Widerstandsverband bei den mit Grosstafeln ausgeführten Gebäuden

Im Beitrag werden die durchgeführten Forschungsarbeiten als auch die erzielten Ergebnisse im Zusammenhang mit dem Verhalten bei waagerechten statischen Belastungen von zwei, im Masstab 1 : 1 aus Grosstafeln ausgeführten, durch Vorspannung auf der Senkrechten zusammengefügten zweistockhohen Modellbauten besprochen.

Die Vorspannung auf der Senkrechten der Versuchsmodelle (Zellen) erfolgte in zwei Varianten : mit 25 ⌀ Stahlstäben aus Stahl PC 90 mit gepressten Enden, mit kastenförmigen, die Kontinuität sichernden Teilen und mit glatten Stäben 25 mm ⌀ aus Edelstahl 41 MOC 11, mit Muttern verbunden.

Falls der Verband durch Vorspannung auf der Senkrechten und die Monolithisierung zwischen den Wandplatten als auch in den Gurten richtig ausgeführt wird, und die Verteilung der Vorspannpunkte in der Ebene der architektonischen Struktur des Gebäudes entsprechend erfolgt, so wird die räumliche Kontinuität und Zusammenwirkung bis zum Bruch sämtlicher senkrechten tragenden Schalen des Grossplattenbaues gewährleistet.

FL. PLEŞOIANU : Fragen im Zusammenhang mit der Verbesserung des wirtschaftlichen Wirkungsgrades der Investitionen im Bauwesen durch die Verbesserung der Tätigkeit auf dem Gebiet der Ausarbeitung und der Anwendung der technisch-ökonomischen Kennzahlen

Der Verfasser geht von der Überlegung aus, dass der Frage einer entsprechenden Bewirtschaftung der Investitionen für die Bau- und Montagearbeiten, in Anbetracht des bedeutenden Investitionsvolumens, eine erstrangige Bedeutung zukommt ; demzufolge müssen die wirksamsten Planungslösungen ausgewählt und mitgeteilt werden. Dies kann jedochnur mit Hilfe der technisch-ökonomischen Kennzahlen erreicht werden, welche den Vergleich der Projekte zwecks Auswahl gestatten.

Folglich bespricht der Verfasser die Frage der Vervollkommnung der Aufstellungsmethode der technisch-ökonomischen Kennzahlen, durch Aktualisierung der Kennzahlen-Merkblätter, der Auswahl und der Mitteilung der die besten Schlussfolgerungen gestattenden Merkblätter, als auch die Ausarbeitung eines Netzes von technisch-ökonomischen Kennzahlen gemäss den Untergruppen der Bauprojekte, wodurch die Anwendung dieser Kennzahlen bedeutend verbessert werden kann.

N. TOMESCU : Gegenwärtige Fragen des Loesses und der Ausführung der Fundamente auf Loess

Die Frage des Loesses und der Ausführung der Bauwerkfundamente auf Loess beschäftigt fortwährend diejenigen die auf Boden dieser Art bauen.

Der Beitrag fasst die Schlussfolgerungen der durchgeführten Studien und der Beobachtungen über das Verhalten der Bauwerke zusammen, welche im Rahmen der letzten Arbeiten und Beratungen in dieser Angelegenheit hervorgehoben wurden. Desgleichen werden Hinweise und Vorschläge für die Zukunft gemacht.

N. BOGDAN : Die Anderungen der Ausführungskosten von Erdarbeiten mit Hilfe von Bagger, in Abhängigkeit von den wichtigsten Faktoren welche im Rahmen der Organisierung der Arbeiten vorkommen

Der Beitrag stellt einige technisch-ökonomische theoretische Betrachtungen im Zusammenhang mit den Erdarbeiten an, wobei an Hand von theoretischen Formeln — nachträglich auch auf die Bedingungen eines Mechanisierungstrust angewandt — die Änderungsart der Kosten derartiger Arbeiten in Abhängigkeit von mehreren Faktoren (die Fassung, menge des Fördermittels und die Länge der Transportstrecke, Anzahl der Arbeitsstunden an einen Aufstellungsort, Anzahl der Arbeitsstunden pro Jahr, das jährliche Gesamtvolumen der Arbeiten und Alter der Ausrüstungen) aufgewiesen wird.

СОДЕРЖАНИЕ

П. ТЕОДОРУ, Е. РОМ: Промышленные цехи, используемые в химической промышленности, несущие части которых состоят из полностью сборных элементов

В статье представлено одно из достижений ,,Института проектирования для промышленности органической химии синтеза медикаментов и синтетических волокон'' в области изготовления сборных элементов и индустриализации этажных промышленных цехов.

Авторы описывают собственное решение несущей схемы из сборного железобетона, предусмотренной для трехэтажных цехов с шагом колонн и расстояния между ними равными 6,0 м. Решение состоит из поперечных рам, состоящих из сборных цельных колонн с длинными консолями на уровнях промежуточных перекрытий, к которым прикрепляются сборные балки, на которые опираются сдвоенного таврового типа элементы. Покрытие осуществляется из кессонных элементов пролетом в 6,0 или 12,0 м. Продольные рамы связываются на уровне каждого узла при помощи сборных или монолитных балок, из которых те, что находятся у внешних частей здания, являются и внешними стенами. Все сборные элементы сопрягаются так, что в оконченном виде здание ведет себя как единый монолит.

Авторы представляют заключения, вытекающие из проектирования и возведения цехов такого вида.

Г. БЛАШЕР: Аспекты индустриализации строительства во Франции

В статье представлены материалы лекций, прочитанных автором ИНЧЕРКа—Бухарест, в октябре 1971 года, по основным аспектам индустриализации жилых зданий и некоторых учебных зданий во Франции.

Показаны основные индустриализированные системы для жилых домов: крупные панели и монолитно уложенный бетон в крупных опалубках, а также дальнейшие тенденции, среди которых система Мекано, пространственные элементы и готовые дома из объёмно-пространственных блоков, рассматриваемые в комплексе современных экономических условий Франции.

Е. КАЙНЦЕЛ: Упрощенный пространственный расчет многоэтажных несимметричных зданий и сооружений

Статья является продолжением материала, опубликованного в № 3/1970 нашего журнала. Упрощенный пространственный расчет многоэтажных симметричных зданий и сооружений, в котором была установлена аналогия между пространственным расчетом многоэтажных симметричных зданий и сооружений и расчетом диафрагмы с рядом проемов.

В данной статье обобщается — охватывая и несимметричный случай — указанная аналогия между приблизительным пространственным расчетом здания или сооружения, в состав которого включены рамы и диафрагмы с проемами или без таковых и расчетом заменяющей рамы. Используя упомянутую аналогию, приведены как пространственный статический расчет таких схем, так и расчет колебаний, которым они подвергаются.

И. БРЫНЗАН: Вертикальное предварительное напряжение: новая система прочного стыкования при возведении зданий из крупных панелей

В статье описаны произведенные исследования и результаты, полученные относительно поведения — при горизонтальных статических нагрузках — двух моделей двухэтажных несущих схем, выполненных из крупных панелей при помощи вертикального преднапряжения.

Преднапряжение подопытных моделей производилось в двух вариантах: стержнями из стали ПЧ 90 ⦰ 25 со штампованными концами, стыкованные при помощи продолевающих приспособлений в виде кассет и гладкими ⦰ 25 высококачественными стержнями 4 МОК 11, стыкованными при помощи гаек.

При правильном стыковании — при помощи вертикального преднапряжения — и замоноличивании стенных панелей и обвязок и разумном расположении точек преднапряжения в плане здания, обеспечиваются неразрезаемость и совместная работа до разрыва всех несущих диафрагм крупнопанельной несущей схемы.

ФЛ. ПЛЕШОЙАНУ: Проблемы, связанные с увеличением экономической эффективности капиталовложений в строительстве при помощи улучшения деятельности по разработке и использовании технико-экономических показателей

Автор исходит от соображения, что проблема хорошего управления капиталовложения, причитающегося строительно-монтажным работам, имеет главное значение ввиду большого объема этих капиталовложений, что влечет за собой необходимость отбора и обобщения наиболее эффективных решений проектирования. Это можно осуществить лишь при помощи технико-экономических показателей, которые позволяют сравнивать проекты и производить необходимый отбор. Следовательно, обсуждается проблема улучшения разработки технико-экономических показателей при помощи актуализации карточек, содержащих показатели, централизации, отбора и обобщения наиболее убедительных, а также созданием сети технико-экономических показателей по подансамблям строительных объектов, что приведет к значительному улучшению применения этих показателей.

Н. ТОМЕСКУ: Актуальные проблемы, связанные с лёссовыми грунтами и кладкой фундаментов на них.

Проблема лёсса и использования его как грунта для фундаментов, находится постоянно во внимании тех, кто строит на таких грунтах.

В статье резюмированы выводы проведенных исследований и наблюдения за поведением сооружений, полученные из последних работ и совещаний по этому вопросу, указывая в то же время точки ориентирования и советы на будущее.

Н. БОГДАН: Изменение стоимости производства земляных работ, выполняемых при помощи эскаваторов, в зависимости от важнейших факторов, возникающих при организации работ.

В статье теоретизированы некоторые технико-экономические аспекты земляных работ, с указанием в теоретических формулах — примененных к одним трестам по механизации — как изменяется стоимость работ в зависимости от многих факторов (объем транспортных средств и расстояние перевозки, количество часов работы на одном месте, количество рабочих часов в год, общий годовой объем работ и стаж оборудования).

Ing. **TRAIAN BIGAN**
Șeful Sectorului îndrumare și sinteză
Ministerul Construcțiilor Industriale

CONFERINȚA PE ȚARĂ A CADRELOR DE CONDUCERE DIN ÎNTREPRINDERI ȘI CENTRALE INDUSTRIALE ȘI DE CONSTRUCȚII:

Larg schimb de păreri și experiență al oamenilor muncii

Conferința pe țară a cadrelor de conducere din întreprinderi și centrale industriale și de construcții — convocată pe baza hotărîrii Comitetului Executiv al C.C. al P.C.R. și a Consiliului de Miniștri, din inițiativa secretarului general al partidului, tovarășul Nicolae Ceaușescu — se încadrează în metodele democratice statornicite în practica conducerii partidului și statului nostru de a se întîlni și dezbate cu oamenii muncii problemele importante ale vieții economice și sociale și a stabili împreună măsurile necesare pentru perfecționarea continuă a activității în toate domeniile

Stilul de muncă propriu conducerii partidului, a statului nostru derivă din acea trăsătură esențială a conștiinței înaintate a comuniștilor de a tinde permanent spre autodepășire, de a analiza lucid faptele în perspectiva înaltelor țeluri pe care și le propune, de a nu se mulțumi cu realizările obținute — oricît de bune ar fi ele — ci de a scoate la iveală, în mod principial, lipsurile ce încă mai dăinuie, de a acționa hotărît și cu îndrăzneală pentru înlăturarea lor.

Scopul consfătuirii celor 6 000 de cadre de conducere și reprezentanți ai oamenilor muncii a fost dezbaterea realizării în cele mai bune condiții a programului de dezvoltare a industriei și construcțiilor în actualul cincinal, precum și a măsurilor cu privire la perfecționarea conducerii și planificării activității economice. Iar analiza atentă și exigentă a acestor două importante sectoare ale economiei naționale care, împreună, concură la formarea venitului național cu circa 75%, a prilejuit o atacare frontală a problemelor reale cu care ele sînt confruntate.

În cadrul lucrărilor acestei importante reuniuni s-au evidențiat succesele remarcabile obținute pe linia îndeplinirii sarcinilor izvorîte din hotărîrile Conferinței Naționale și ale Congresului al X-lea al P.C.R. și care duc la dezvoltarea continuă a potențialului economic al României.

Reafirmînd, încă o dată, că Partidul Comunist Român promovează cu fermitate „politica de industrializare socialistă, ca o condiție fundamentală a lichidării înapoierii economice moștenite din trecut, a creșterii avuției naționale, a făuririi unui nivel de viață ridicat pentru întregul nostru popor", tovarășul Nicolae Ceaușescu sublinia în cuvîntarea sa de închidere a lucrărilor acestei conferințe, ritmurile și proporțiile deosebite înregistrate în procesul de industrializare din perioada cincinalului 1966—1970, importantele succese în ridicarea nivelului tehnic și în îmbunătățirea calității producției, în creșterea competitivității pe plan mondial a produselor noastre industriale.

Ca urmare a industrializării, s-au dezvoltat și celelalte ramuri de activitate din economie, antrenînd după sine un avînt neîncetat al tuturor regiunilor și localităților țării; s-a dezvoltat și perfecționat sistemul de învățămînt la toate nivelurile; știința, cultura și arta se ridică necontenit pe noi trepte, mereu mai înalte, ale progresului și civilizației, dobîndesc noi valențe ale umanismului socialist.

Și în activitatea de investiții-construcții rezultatele obținute prin conlucrarea tuturor factorilor care concură la realizarea acesteia — titulari de investiții, proiectanți, constructori și furnizori de utilaje și de materiale — sînt remarcabile. Ele au schimbat din temelii înfățișarea patriei noastre, transformînd-o într-un vast șantier de construcții, pe întinsul căruia au apărut nenumărate obiective industriale, agrozootehnice și construcții social-culturale.

În continuarea acestei politici, Congresul al X-lea al partidului a stabilit un amplu program de investiții — condiție hotărîtoare pentru dezvoltarea și perfecționarea bazei tehnico-materiale a societății noastre, pentru accelerarea progresului economic și social al României, a făuririi societății socialiste multilateral dezvoltate — în care scop s-a alocat o rată de 30—32% din venitul național pentru fondul de acumulare, astfel încît în perioada 1971—1975 se prevede construi-

rea și darea în exploatare a cca 1 700 de noi obiective economice industriale și agrozootehnice.

Numai în acest an, valoarea fondurilor centralizate ale statului din care se vor finanța investițiile prevăzute în planul pe 1972 însumează 87,2 miliarde lei (cu peste 15% mai mult decît în anul precedent), iar în planul punerilor în funcțiune sînt nominalizate un număr de 300 de capacități importante în industrie, numeroase obiective social-culturale ș.a.

Realizarea unui atît de important volum de investiții, prevăzut în actualul cincinal, a făcut necesară — ca o condiție prealabilă — inițierea unei acțiuni ample de perfecționare a activității de investiții și construcții, de revizuire și îmbunătățire a cadrului său legislativ și organizatoric. Actele normative și măsurile adoptate în această direcție — la indicațiile secretarului general al partidului nostru — au marcat un salt pozitiv, calitativ nou, față de trecut, materializat printr-o mai bună pregătire a executării investițiilor și prin creșterea simțului de răspundere legat de respectarea termenelor de punere în funcțiune a noilor obiective.

Unele rezultate bune ale anului 1971 ilustrează justețea unei astfel de aprecieri. Dar nu e mai puțin adevărat că datorită deficiențelor unor ministere și consilii populare județene, activitatea anului 1971, în acest domeniu, nu s-a încheiat cu rezultate pe deplin satisfăcătoare. Astfel, pe ansamblul economiei naționale planul de investiții stabilit pe anul 1971 — primul an al cincinalului în curs — s-a realizat numai în proporție de 99,3%; au rămas restante față de termenele planificate de punere în funcțiune un număr de cca 60 de obiective industriale și din agricultură.

Este, de asemenea, de menționat că, deși planul de investiții pe acest an este mai bine pregătit comparativ cu cel din anul trecut, sarcina trasată ca pregătirea investițiilor prevăzute în 1972 să fie încheiată pînă la finele anului precedent nu a fost integral realizată. Acest lucru s-a reflectat în realizarea nesatisfăcătoare a planului de investiții pe luna ianuarie a.c. „Sînt necesare — a subliniat tovarășul Nicolae Ceaușescu — măsuri hotărîte pentru ca în primul trimestru să se realizeze cel puțin 20 la sută din planul de investiții și de construcții".

Mai dăinuie încă pe șantierele noastre o serie întreagă de carențe, de aspecte negative ale activității de investiții, construcții, care duc, în final, la realizarea neritmică a sarcinilor de plan și la întîrzierea punerii în funcțiune a unor obiective. Așa cum sublinia și secretarul general al partidului în cuvîntarea sa de la tribuna lucrărilor conferinței, duratele în care se realizează obiectivele de investiții sînt încă mari și nu se respectă întotdeauna termenele planificate pentru punerea în funcțiune. Din cele 4 000 de capacități principale de producție industrială și agrozootehnice puse în funcțiune în 1971, circa o pătrime au fost date în folosință cu întîrziere, ceea ce duce la nerealizarea producției și a acumulărilor planificate, la imobilizarea de mijloace financiare și materiale.

Toate acestea se datoresc, în principal, deficiențelor din activitatea de aprovizionare cu materiale, din folosirea utilajelor de construcții și a forței de muncă pe șantiere, și mai ales întîrzierii în ce privește livrarea utilajelor și echipamentelor tehnologice din țară și din import; în plus, modul defectuos de conlucrare între diferiții factori care participă la realizarea investițiilor și-a spus și el cuvîntul în nerealizările de care am amintit.

După cum se știe — ca urmare a aprecierilor și indicațiilor conducătorului partidului și statului nostru și a nenumăratelor propuneri venite din mijlocul participanților la dezbateri, fie în ședințele plenare, fie în cele pe secții — conferința a adoptat în ultima zi de lucru o Rezoluție din tematica căreia se desprind principalele probleme și măsuri concrete care privesc buna desfășurare a activității de investiții-construcții în 1972 și pe întreg cincinalul 1971—1975, și care sînt următoarele:

1. Pregătirea din timp și temeinică a investițiilor, astfel încît să se asigure decalajul necesar între momentul asigurării documentației tehnico-economice și cel al începerii lucrărilor, printr-o mai bună colaborare între titularii de investiții, proiectanți și organele de avizare.

Se impune în special urgentarea întocmirii STE-urilor și PE-urilor pentru obiectivele prevăzute în planul pe anul 1972. De menționat că din totalul celor 340 de obiective noi principale ale anului 1972 sînt deja aprobate 290 STE-uri — deci 85% (față de 70% cîte erau în 1971, la aceeași dată); pentru restul de 50 de lucrări, titularii trebuie să ia măsuri hotărîte astfel încît studiile tehnico-economice respective să fie aprobate pînă cel tîrziu la finele trim. I/1972.

Cît privește proiectele de execuție ale lucrărilor pe anul în curs (din care erau deja elaborate 91% pînă la finele lunii ianuarie a.c.), acestea vor trebui să ajungă de urgență în posesia constructorilor.

Pentru noile investiții ce vor începe în 1973, să se respecte cu strictețe eșalonarea aprobării STE-urilor — stabilită recent de Consiliul de Miniștri. Tot în acest an, titularii vor trebui să rezolve toate problemele tehnice, tehnologice și de cooperare pentru investițiile noi ce urmează să înceapă în 1974 și 1975.

2. Încheierea la timp a contractelor economice și întărirea răspunderii uzinelor constructoare de mașini pentru livrarea utilajelor la termene și de calitate ireproșabilă, care să asigure respectarea graficelor de montaj și punerea în funcțiune a obiectivelor de investiții la termenele planificate.

Faptul că documentațiile necesare nu ajung la furnizorii respectivi cu suficientă operativitate și că măsurile stabilite, la indicația conducerii de partid și de stat, în vederea asigurării utilajelor pentru anul 1972 încă de la finele anului precedent, nu au fost respectate în totalitate a făcut ca la 1 februarie a.c. să fie contractate

numai 90% din volumul utilajelor tehnologice din țară și cca 95% la cele din import.

Pentru simplificarea relațiilor dintre beneficiarii de investiții și unitățile furnizoare — așa cum a indicat secretarul general al partidului — trebuie să se treacă la introducerea furnizorului general.

De asemenea, trebuie să se valorifice în mai mare măsură decît pînă acum cercetarea proprie, ministerele urmînd să preia spre execuție, în ateliere proprii, un volum mai mare de utilaje nestandardizate (proporția actuală de 27% este nesatisfăcătoare), ceea ce va duce la reducerea importurilor de utilaje la strictul necesar și, implicit, la economii valutare.

3. Realizarea ritmică a planului de investiții și punerea în funcțiune a tuturor obiectivelor la termenele planificate sau înainte de termen, iar — ca sarcină imediată — darea în exploatare, în prima parte a acestui an, a celor peste 60 de capacități restante din 1971.

Realizarea în devans, în cursul trimestrelor II și III ale acestui an, a unor obiective cu termene de predare în trim. IV a.c. va face ca pe viitor să se asigure o eșalonare mai echilibrată, pe trimestre, a punerilor în funcțiune, cu eliminarea vîrfului din trimestrul IV, profund dăunător, așa cum o demonstrează experiența ultimilor ani.

4. Creșterea eficienței economice a investițiilor — obiectiv de prim ordin în activitatea de investiții și construcții — va trebui să stea în centrul atenției tuturor lucrătorilor din acest domeniu. Pentru atingerea lui este necesar — așa cum s-a subliniat de atîtea ori în documentele de partid și de stat — să se pună capăt tendințelor de gigantism, de proiectare a unor construcții și utilități supradimensionate, să se extindă proiectarea de clădiri cu mai multe niveluri, mai ales cînd procesul tehnologic permite construirea în înălțime (ceea ce va evita scoaterea nejustificată a unor mari suprafețe din circuitul agricol), să se reducă în continuare ponderea cheltuielilor de construcții-montaj în volumul total al investițiilor, să se dirijeze fondurile de investiții către acele lucrări care asigură o mai completă folosire a capacităților și utilare tehnică superioară a întreprinderilor existente.

Reducerea duratei de execuție a lucrărilor va trebui să treacă din domeniul deziderateloг în cel al realităților concrete. În acest scop, trebuie ca proiectanții și constructorii de pe șantierele noastre să ridice tot mai mult gradul de industrializare a procesului de execuție prin extinderea folosirii fondului de proiecte tip (gradul de utilizare a acestora să ajungă, în acest an, la 45% pentru lucrări industriale și la 90% pentru locuințe), prin folosirea într-o măsură tot mai mare a elementelor prefabricate și extinderea mecanizării potrivit gradului de înzestrare tehnică a organizațiilor de construcții-montaj, în continuă creștere de la an la an.

*Folosirea însemnatelor rezerve ce există încă pe linia utilizării mecanismelor și utilajelor de construcții, sub lozinca : „**nici o mașină și nici un utilaj sub randamentul planificat, nici un minut nelucrat!**“, lichidarea fenomenelor de neritmicitate în aprovizionarea cu materiale și prefabricate, folosirea deplină a fondului de timp, aplicarea de măsuri hotărîte pe linia organizării științifice a producției și a muncii și a acordului global — formă deosebit de stimulativă de salarizare în sectorul construcții — reducerea consumurilor specifice de materiale (în deosebi metalul) și folosirea de materiale noi și eficiente, de noi tehnologii cu înalt randament, toate acestea vor duce la însemnate sporiri de producție și de productivitate a muncii și, implicit, la reducerea costului lucrărilor pe șantierele țării.*

În lumina celor de mai sus, Conferința pe țară a cadrelor de conducere și a reprezentanților oamenilor muncii din întreprinderi și centrale industriale și de construcții a constituit o școală, un larg schimb de păreri și de experiență, iar documentele adoptate un prețios îndreptar teoretic și practic care va avea o influență majoră și binefăcătoare în activitatea ministerelor, centralelor și întreprinderilor, în vederea îndeplinirii cu succes — și chiar a depășirii — sarcinilor actualului cincinal, a ridicării eficienței economice a producției pe trepte tot mai înalte, a ridicării nivelului de trai și bunăstării întregului nostru popor.

Ing. PAUL TEODORU şi ing. EMERIC ROHM
IPROSIN

HALE INDUSTRIALE ETAJATE CU STRUCTURA INTEGRAL PREFABRICATĂ în industria chimică de sinteze medicamente

Institutul de proiectări pentru industria chimică organică de sinteză medicamente şi fibre sintetice (IPROSIN) a trecut, începînd din anul 1969, la proiectarea halelor etajate cu structura integral prefabricată, printre primele obiecte fiind două hale de sinteze şi un depozit de medicamente executate la Uzina de medicamente Bucureşti (fig. 1).

Industria chimică, în general, şi fabricile de sinteze în special, impun o multitudine de servituţi halelor industriale, ca : mediu corosiv, toxic şi cu pericol de explozie ; procese tehnologice în cascadă, cu goluri multe şi variate în planşee ; număr mare de conducte ; transport suspendat şi altele.

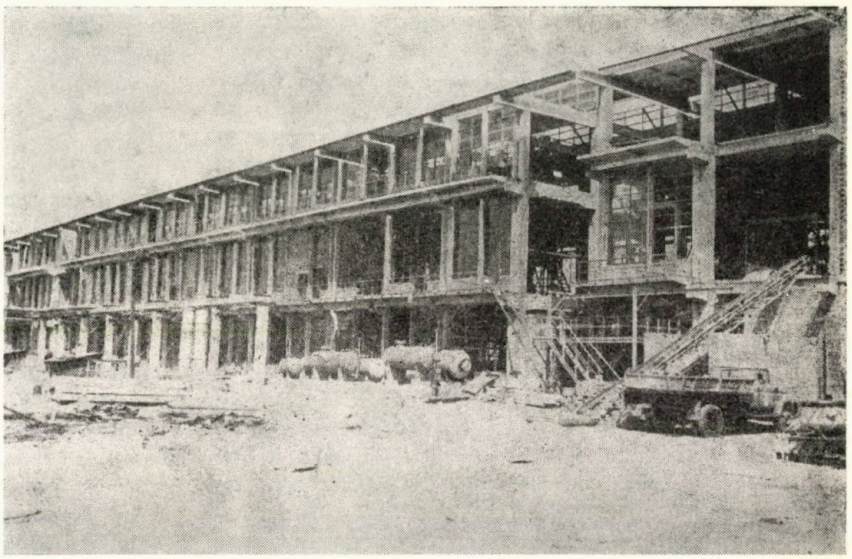


Fig. 1 — Hală de sinteze medicamente la Uzina de medicamente Bucureşti

A. SOLUŢIA CONSTRUCTIVĂ

Proiectanţii construcţiilor menţionate mai sus au avut în vedere, la proiectarea structurilor prefabricate, în afara servituţilor enumerate, şi următoarele criterii :

1. — Realizarea unui sistem constructiv din elemente prefabricate, îmbinate astfel încît, în final, să lucreze ca o structură monolită, pentru a putea beneficia de avantajele sistemelor hiperstatice (la elemente de acoperiş s-au adoptat totuşi îmbinările articulate uzuale, avîndu-se în vedere, în primul rînd, folosirea prefabricatelor din industrie, concepute numai cu legături articulate şi, în al doilea rînd, eforturile mici care apar la acest nivel şi care, în stîlpi, nu necesită de obicei decît armarea minimă constructivă).

2. — Alegerea unor prefabricate care să ducă la un număr minim de îmbinări şi, pe cît posibil, în zonele de eforturi minime.

3. — Realizarea unor îmbinări raţionale, care să asigure preluarea solicitărilor fără deformaţii însemnate şi fără apariţia unor eforturi concentrate local, evitarea susţinerilor temporare de lungă durată şi rezistenţă la mediu corosiv, fără întreţinere ulterioară.

Structura de rezistenţă aleasă pentru halele de sinteze constă în cadre spaţiale etajate cu P + 2 niveluri cu înălţimi diferite şi cu deschideri şi travee de 6 m.

Dispunerea utilajelor, a spaţiilor de circulaţie şi de deservire, necesitatea unui gol central de ventilaţie, precum şi existenţa unui singur tip de element prefabricat industrializat pentru planşee industriale (Π 1,5/6,0) au dus la alcătuirea unui planşeu cu nervuri pe o singură direcţie (fig. 2). Zonele din beton armat monolit de lîngă stîlpii centrali sînt cele care susţin utilajele, deci au cele mai multe goluri, iar încăr-

cările lor depășesc uneori sarcina capabilă a elementelor prefabricate.

Stîlpii sînt dintr-o bucată, cu console lungi și lățime constantă.

Riglele transversale, care reazemă pe consolele stîlpilor, au o secțiune în formă de T cu aripile la talpa inferioară, pe care reazemă elementele Π și grinzile secundare de la zonele de beton armat monolit.

Consolele stîlpilor au aceeași secțiune ca riglele transversale.

Riglele longitudinale centrale sînt din beton armat monolit, iar cele marginale din axul A sînt prefabricate și, fiind așezate excentric față de stîlpi, formează și parapetul peretelui exterior. Riglele longitudinale marginale din axul D sînt formate din una din grinzile panoului de balcon prefabricat.

Structura depozitului de medicamente este asemănătoare cu cea a halelor de sinteze, cu deosebirea că aici toate riglele longitudinale sînt prefabricate (fig. 3).

Cu excepția îmbinării dintre elementele de acoperiș și structură, care sînt articulații realizate conform detaliilor tip, toate celelalte îmbinări ale structurii s-au conceput ca legături de continuitate, avînd capacitatea de a prelua momentele încovoietoare și forțele tăietoare ce apar în secțiunile respective în ipoteza structurii monolite. Dintre cele din urmă, datorită originalității lor, merită să fie menționate următoarele :

● *Îmbinarea stîlpi — rigle transversale* (fig. 4). Acest tip de îmbinare permite montarea riglelor fără o susținere temporară ; sudurile barelor de armătură se execută în zone în care acestea au un efort minim (barele prelungite au rolul de ancorare) ; betonul de monolitizare (care se toarnă după montarea planșeului), avînd funcția unei pene, transmite eforturile de lunecări prin compresiunea axială pe fețele adiacente ale prefabricatelor (și nu prin forfecarea etrierilor). Datorită lungimii sale, această îmbinare permite un joc pe

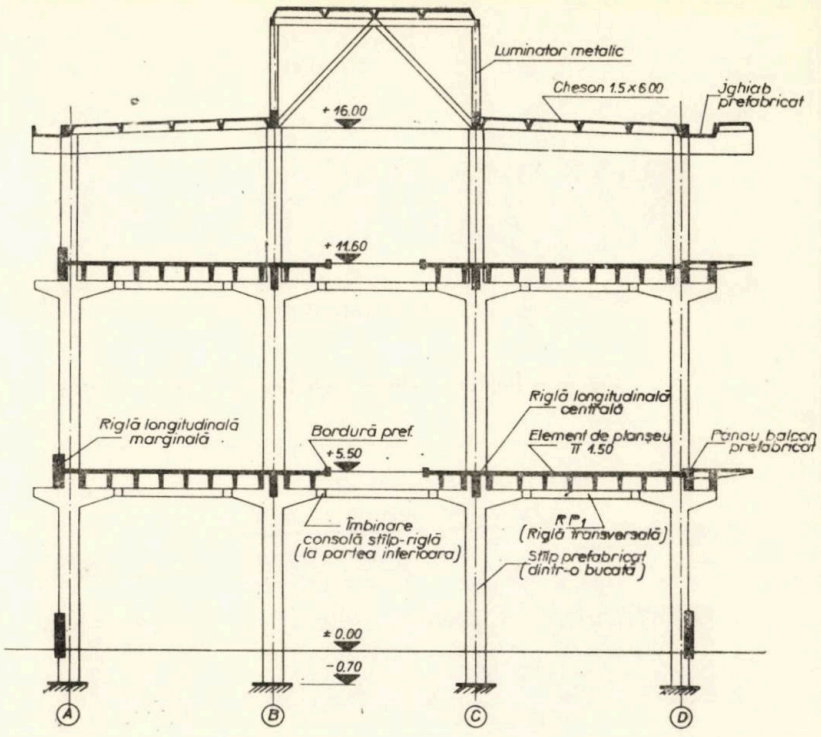


Fig. 2 — Secțiune transversală prin structura unei hale de sinteze

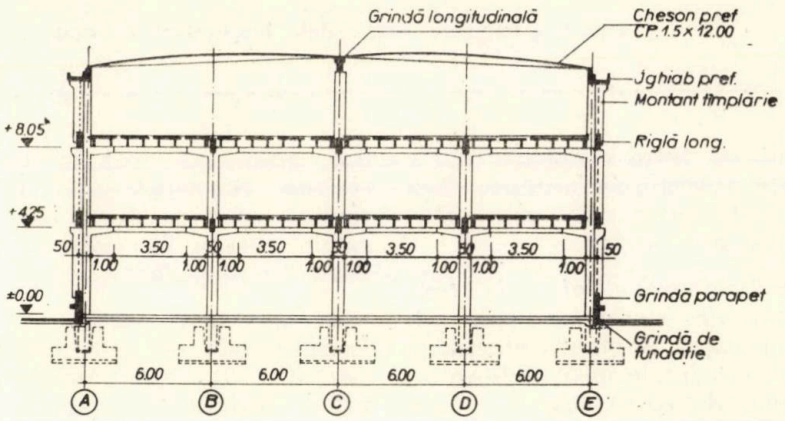


Fig. 3 — Secțiune transversală prin structura depozitului de medicamente

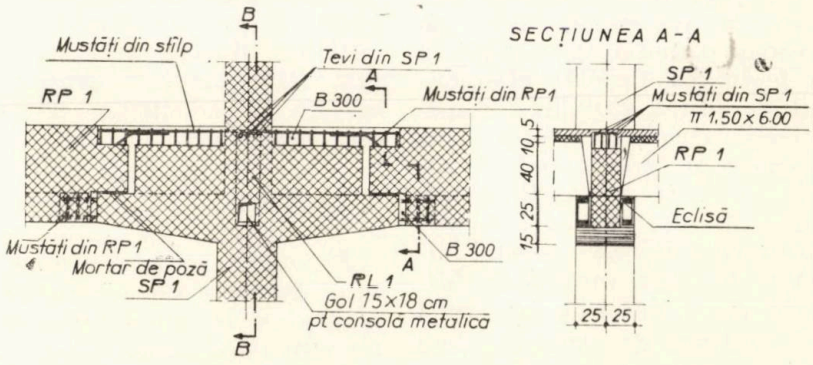


Fig. 4 — Îmbinare stîlp — rigle transversale

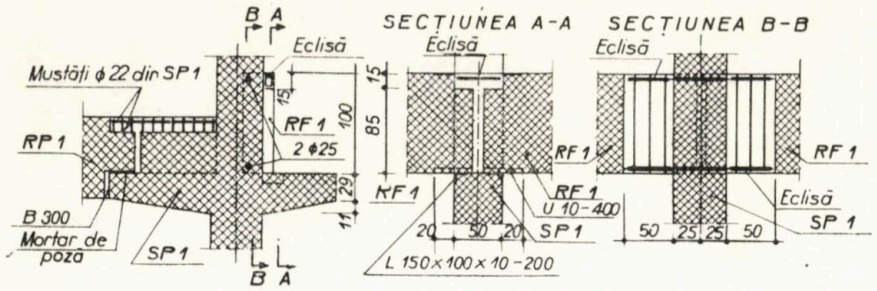


Fig. 5 — Îmbinare stîlp — rigle longitudinale marginale

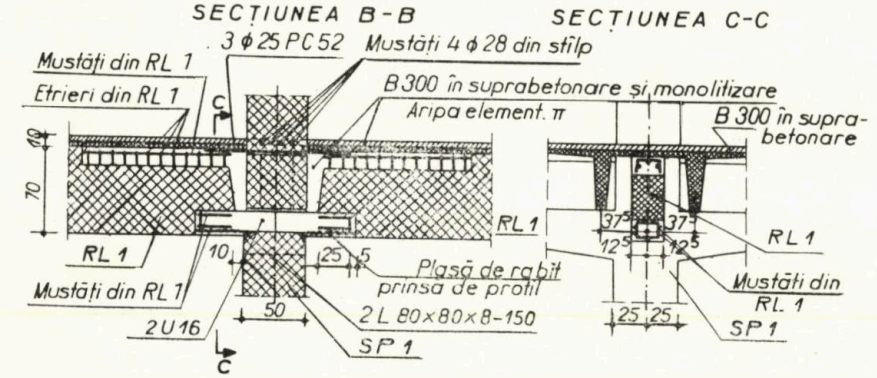


Fig. 6 — Îmbinare stîlp — rigle longitudinale centrale

verticală între elemente, chiar peste toleranțele admise, fără a afecta substanțial comportarea ei sub sarcină.

● *Îmbinarea stîlpi — rigle longitudinale marginale* (fig. 5). La această îmbinare eforturile din momentele încovoietoare se preiau de către cele trei bare (două sus și una jos), dintre care două trec prin stîlp, precum și de sudura dintre rigle și stîlpi. Capătul de rigă care trece prin fața stîlpului servește la rezemarea riglei pe consola stîlpului la montaj și la preluarea forțelor tăietoare inițiale (după stabilirea continuității riglelor, acestea sînt preluate și prin frecarea zonelor de beton comprimat din secțiunile de contact). Considerăm că rezolvarea acestei îmbinări nu este optimă (deformații mari, datorită armăturii de continuitate trecute prin țevi montate în stîlpi, dezaxarea riglelor față de stîlpi), dar aceasta a fost impusă de cerința constructorului de a realiza stîlpi cu două fețe paralele netede în vederea turnării lor în pachet.

● *Îmbinarea stîlpi — rigle longitudinale centrale prefabricate* (fig. 6). Prin consola metalică introdusă în golul din stîlp, această îmbinare elimină deficiențele de la cea anterior descrisă, dar are la rîndul ei neajunsul că golul practicat în nod (zona de eforturi maxime din cadru) perturbă transmiterea directă a eforturilor prin stîlp, iar comportarea acestuia la solicitările seismice este nestudiată.

B. CALCULUL

Sistemul static are două etape distincte de solicitări : la montaj și la exploatare (după monolitizarea îmbinărilor).

La montaj, toate elementele orizontale se consideră simplu rezemate, stabilitatea cadrului fiind asigurată prin încastrarea stîlpilor în fundații. Sarcinile, în acest stadiu, au fost considerate ca fiind : greutatea proprie a structurii și a planșeului precum și o sarcină utilă de 150 kgf/m². Datorită sarcinilor mari în faza de exploatare și a coeficienților de siguranță reduși cu o treaptă în faza de montaj, din această din urmă ipoteză de calcul nu au rezultat armări suplimentare. Pentru a evita armarea suplimentară a stîlpilor la eforturile din montaj s-a prevăzut montarea acestora prin basculare (cu două puncte de agățare).

Stadiul de exploatare (final) se bazează pe refacerea totală a continuității barelor, iar structura se calculează la sarcinile verticale, ce se aplică ulterior monolitizării, și la cele orizontale (temperatură, cutremur) integral (ele pornind de la zero în stadiul final).

Pentru protecţia antiseismică, construcţia a fost calculată conform normativului P 13—63, luîndu-se şi unele măsuri constructive care ţin seama de comportarea construcţiilor în domeniul postelastic.

Măsurile constructive s-au referit la ductilizarea secţiunilor în zona nodurilor, în vederea sporirii capacităţii de disipare a energiei prin deformaţii plastice, şi la dirijarea apariţiei articulaţiilor plastice la rigle.

C. INDICI TEHNICO-ECONOMICI

Indicii de cost şi de consum pentru principalele materiale, în comparaţie cu cei prevăzuţi de fostul CSCAS pentru structura halelor etajate din beton armat monolit, avînd aceleaşi caracteristici, sînt arătaţi în tabelul de mai jos :

	Cost (lei/m² · Ad.)	Ciment (kg/m² · Ad.)	Oţel beton (kg/m² · Ad.)	Lemn ecarisat (m³/m² · Ad.)	Lemn rotund brad (m³/m² · Ad.)
Indici CSCAS (I_c)	420	137	30,5	0,0156	0,002
Indici realizaţi (I_R)	570	180	39,4	0,0029	—
Depăşiri economii $\frac{I_R - I_c}{I_c} \cdot 100$	+35%	+31%	+30%	−82%	−100%

Costul şi consumul de ciment şi oţeluri superioare faţă de structurile monolite se datorează atît unificării gabaritelor şi armării prefabricatelor cu toată variaţia mare de încărcări, cît şi preţurilor practicate în industrie, care s-au aplicat şi la elementele preturnate pe şantier.

Indicele de prefabricare realizat la halele de sinteze este de 55%, iar la depozitul de medicamente de 78%.

D. PROBLEME DE EXECUŢIE

Toate prefabricatele, cu excepţia celor din industrie, s-au preturnat pe şantier. Pentru a evita transporturile şi manevrările neeconomice şi dăunătoare calităţii prefabricatelor foarte grele, stîlpii cîntărind 10—12 tone au fost preturnaţi lîngă locurile lor de montare. Aceasta a impus prevederea posibilităţii turnării lor în pachet (din cauza lipsei de spaţiu pentru turnare).

Pentru montarea stîlpilor şi a elementelor mari de acoperiş s-a prevăzut (şi folosit) macaraua DEMAG — 406, restul elementelor putîndu-se monta cu orice macara care ridică trei tone la înălţimea de 15 m, la o distanţă de 15 m de axul ei.

Din experienţa şantierului nr. 1 din cadrul fostului ICMB (şef şantier ing. Lazăr Tendler), care a executat construcţiile de mai sus (şi altele asemănătoare), a rezultat că prin prefabricarea integrală a structurii durata de execuţie a unei hale etajate se poate reduce cu circa 30—40% faţă de soluţia din beton armat monolit, micşorîndu-se în acelaşi timp şi numărul de muncitori necesari pe şantier.

Aceeaşi experienţă a relevat însă şi dificultăţile şi neajunsurile acestor tipuri de lucrări în condiţiile actuale de organizare, dotare şi calificare a unităţilor noastre de execuţie. Principalele neajunsuri au constat în :

— lipsa unor cadre calificate (în special maiştri) pentru a conduce lucrările de preturnare şi montare, ceea ce a dus la apariţia unor defecte calitative şi abateri dimensionale inadmisibile la elementele preturnate, cît şi la erori de montaj peste toleranţele admise, care au necesitat corecturi ulterioare, dar în dauna calităţii;

— lipsa numărului de sudori calificaţi a frînat ritmul execuţiei şi a impus refacerea unor suduri de rezistenţă;

— livrarea neritmică şi cu mari întîrzieri a prefabricatelor din industrie (menţionăm că elementele II de planşeu s-au introdus în fabricaţie industrială la insistenţele noastre, cu mare întîrziere şi cu unele rabaturi făcute calităţii) a creat dese dereglări în ciclul de execuţie şi a dus la o folosire neeconomică a utilajelor de ridicat închiriate pentru manipularea acestora.

Pe lîngă faptul că oferă avantajele larg recunoscute ale prefabricării, structurile prezentate mai sus reprezintă un pas înainte pe drumul prefabricării construcţiilor în ţara noastră, prin aceea că extind această metodă la halele etajate, păstrează toate avantajele structurilor monolite (dimensiuni economice, comportare superioară la sarcini seismice etc.), cuprind un număr minim de îmbinări (stîlpii sînt întregi), nu necesită susţineri provizorii (ceea ce sporeşte rituml de execuţie) şi permit folosirea elementelor prefabricate din industrie.

Abordarea problemei prefabricării structurii halelor etajate, cu refacerea monolitismului, a ridicat în faţa proiectanţilor o serie de probleme, care nu pot fi rezolvate corect şi definitiv decît în baza unor cercetări şi experimentări. La aceasta ar fi deosebit de utilă contribuţia unităţilor de cercetare specializate din ţara noastră.

ASPECTE ALE INDUSTRIALIZĂRII CONSTRUCȚIILOR ÎN FRANȚA*

GÉRARD BLACHÈRE

Director
al
Centrului Ştiinţific şi Tehnic
al Construcţiilor
CSTB—Paris

Consider foarte util să prezint, în faţa cercetătorilor din INCERC, aspecte ale stadiului actual al industrializării construcţiilor din Franţa, stadiu care este în parte cunoscut şi în România din literatura tehnică de specialitate şi din vizite ale specialiştilor români în Franţa.

Voi vorbi mai ales despre construcţia de locuinţe, deoarece acesta este genul de construcţie asupra căruia institutul nostru se concentrează şi acesta este, de asemenea, domeniul cel mai interesant din Franţa. Totodată, în acest domeniu s-a dezvoltat mai întîi industrializarea construcţiilor, care apoi s-a extins şi în domeniul construcţiilor de şcoli. În opoziţie cu acestea, în Franţa se execută puţine clădiri industriale, după metode industrializate, datorită unor condiţii economice diferite şi poate unui volum de construcţii proporţional mai puţin important.

În domeniul construcţiilor de locuinţe şi al construcţiilor de şcoli, în momentul de faţă există în Franţa mari sectoare de construcţii industrializate, înţelegînd prin construcţii industrializate construcţii care nu mai utilizează mîna de lucru tradiţională. Problema pe care trebuia s-o rezolvăm era aceea de a construi mai mult decît în trecut, în condiţiile lipsei acute de mînă de lucru, pe de o parte, iar pe de altă parte în condiţiile unei slabe productivităţi în construcţiile tradiţionale, în care meseriile nu mai sînt rentabile. Noi asistăm astăzi la exodul mîinii de lucru tradiţionale către construcţiile de lux, către clădirile comerciale, lucrări decorative sau lucrări de transformări; construcţiile de masă nu mai pot fi realizate cu mijloace tradiţionale.

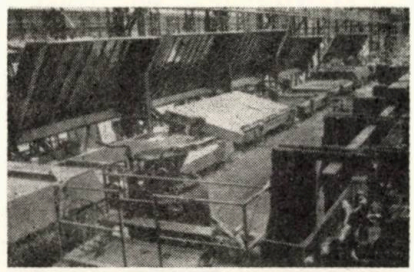


Fig. 1 — Confecţionarea panourilor mari în uzină.

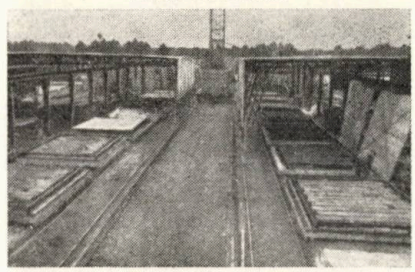


Fig. 2 — Confecţionarea panourilor mari pe poligon.

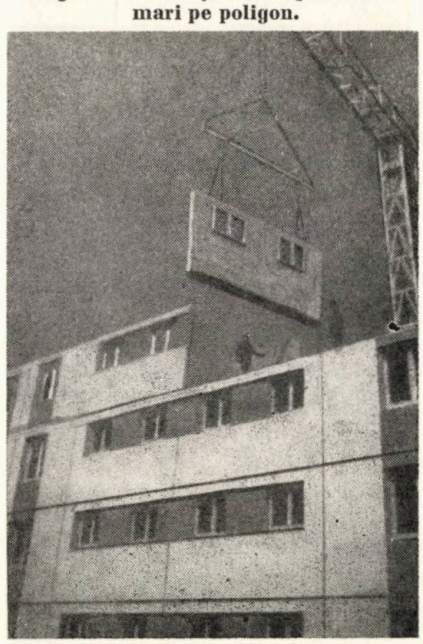


Fig. 3 — Montarea panourilor mari.

Industrializarea construcţiilor de locuinţe a început propriu-zis în anii 50 şi ea este realizată în mod esenţial pe bază de beton. Panourile mari şi betonul turnat monolit în cofraje mari de inventar (*béton banché*), constituie baza industrializării construcţiilor în Franţa, o bază destul de variată căci industrializarea s-a născut în cadrul antreprizelor de construcţii, aşa cum existau. Nu s-au creat combinate sau noi industrii, ci antreprizele însele au considerat util să se industrializeze. Aceasta reprezintă o interesantă experienţă, putem spune aproape spontană, efectuată şi cu ajutorul statului. Statul a creat condiţii prin înfiinţarea de aşazise sectoare rezervate, de ex. prin acordarea de credite pentru finanţare parţială, dar numai întreprinderilor industrializate. Această cale a constituit, evident, un mod de a promova industrializarea.

La început s-a pornit cu perfectarea unor lucrări prin bună înţelegere, adică fără concurenţă, aşa cum a fost cazul procedeului „CAMUS", cunoscut şi în ţara dv., care a consti-

* Conferinţă ţinută la INCERC — Bucureşti, la 27 octombrie 1971.

tuit prima industrializare pornită pentru 4000 de apartamente. Acesta a fost începutul care a permis construirea primei uzine de prefabricate. În continuare, autorităţile s-au îngrijit să creeze pieţe pentru construirea de locuinţe în volume suficiente, convenabile pentru industria de panouri mari: s-a depus un efort pentru a încheia tranzacţii pe loturi de cîte 1000 de apartamente, dar în concurenţă deschisă cu alte procedee.

Astăzi, practic, acest ajutor al statului a încetat; el va lua o altă formă, de care voi aminti mai tîrziu, şi la ora actuală piaţa liberă şi procedeele industrializate de construcţie nu persistă decît dacă sînt într-adevăr mai productive şi mai rentabile. Aceasta este o experienţă reală care merită să fie reţinută.

Datorită acestui context economic, noi nu avem uzine de prefabricate foarte mari. Cea mai mare parte a uzinelor noastre fixe produc circa 1000 de apartamente pe an. Iar sistemele în beton monolit industrializat (*béton banché*) sînt căutate tocmai pentru faptul că pot fi aplicate şi în cazul unor cantităţi mai mici.

Sistemul de construcţie în panouri mari este cunoscut şi practicat şi în România sub diverse forme. Noi îl practicăm sub aceleaşi forme, precum şi sub altele mai puţin cunoscute. În Franţa se disting, în mare, la ora actuală, patru orientări în domeniul panourilor mari, care se deosebesc în special prin alcătuirea panourilor exterioare.

Astfel, în primul rînd avem sistemul clasic, tip sandviş, cu panouri în mai multe straturi, respectiv două straturi de beton şi un strat de izolaţie între acestea.

Tot atît de vechi este şi sistemul de panouri din beton cu blocuri ceramice cu goluri încorporate în beton, care au rolul de izolant, participînd la rezistenţa mecanică şi uşurînd în acelaşi timp panourile.

În afară de aceste două sisteme menţionate mai sus, care sînt cele mai răspîndite în Franţa, se folosesc şi alte sisteme mai puţin uzuale.

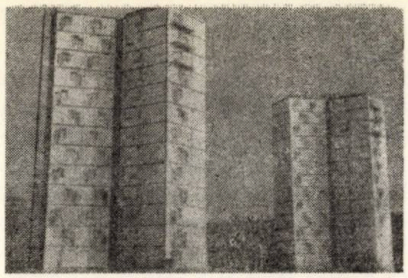


Fig. 4 — Clădiri de locuit înalte din panouri mari.

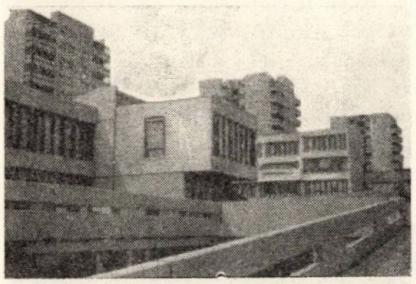


Fig. 5 — Posibilităţi de realizări arhitecturale variate cu ajutorul panourilor mari.

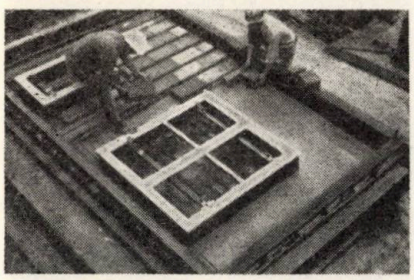


Fig. 6 — Panouri mari cu corpuri ceramice.

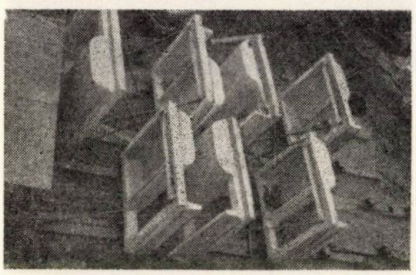


Fig. 7 — Panouri mari sub formă de membrană subţire.

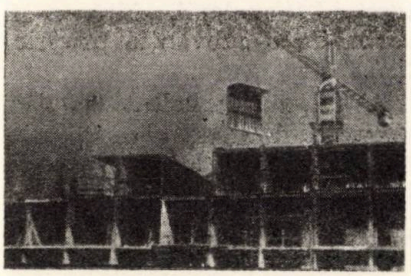


Fig. 8 — Executarea unei clădiri de locuit în beton monolit cu cofraje mari industrializate.

Astfel, în al treilea rînd, există sistemul de panouri din beton omogen cu agregate uşoare, utilizat pe scară mai redusă. În Franţa, consumul de betoane uşoare are o dezvoltare mai timidă decît în Europa de est, din cauza preţului ridicat al agregatelor uşoare.

În sfîrşit, mai avem al patrulea sistem de panouri mari, care diferă destul de mult de toate celelalte, el constînd din panouri de beton subţiri, în formă de membrană, completate cu un perete izolator. În general, aceste panouri nu sînt făcute de către antreprize, ci de către firmele de produse de beton, utilizînd tipare vibrante, mecanizate.

Alături de sistemul în panouri mari, noi utilizăm betonul monolit industrializat (*béton banché*) turnat în cofraje mari, fie longitudinale, paralele cu lungimea clădirii, fie în cofraje transversale.

Cofrajele longitudinale, cu ajutorul cărora se execută şi faţadele, sînt mai rar utilizate, deoarece nu este aşa de uşor să se toarne pereţii exteriori de beton o dată cu izolaţia termică şi tîmplăria. Totuşi, există un astfel de sistem în Franţa, care funcţionează bine, utilizînd cofraje rulante a căror manipulare este relativ simplă.

Dar marea masă a betonului monolit se toarnă în cofraje transversale de tip tunel, mai mult sau mai puţin sofisticate. Cele mai simple constau din elemente demontabile care se asamblează la faţa locului, iar la cele mai complicate tunelul se asamblează înainte de montare şi cuprinde sisteme de rulare.

Betonul turnat monolit are astăzi trecere nu numai în construcţia de locuinţe de masă, unde concurează cu panourile mari, dar şi în sectorul locuinţelor mai scumpe, care nu este sprijinit de stat. Industrializarea a prins şi în acest sector, chiar dacă succesul nu apare imediat, din cauză că aici se poate plăti mai mult.

Sistemele de execuţie tradiţionale, izgonite din sectorul de locuinţe de masă, s-au retras spre clădirile de locuinţe de lux

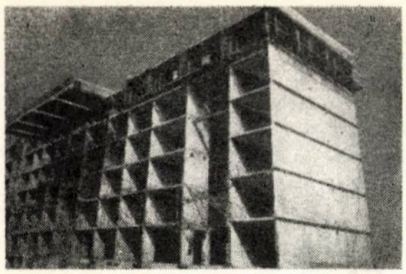


Fig. 9 – Execuţarea unei clădiri de locuit în beton monolit cu cofraje tip tunel.

şi spre casele individuale. Dar sistemele tradiţionale încep să fie alungate şi din sectorul locuinţelor scumpe şi această pătrundere a fost făcută de către betonul monolit industrializat.

Cine vine la Paris poate vedea, aproape de Bois de Boulogne, în cartierele foarte bogate, structuri în beton monolit industrializat. Aceasta constituie o noutate, care atestă validitatea unui procedeu.

Se poate spune că astăzi sistemul cel mai rentabil este o asociere a structurilor în beton monolit industrializat cu pereţi transversali şi faţade prefabricate în panouri mari de beton. Această combinare are succes mai ales într-un oraş mare unde transportul pune probleme şi unde sistemul în beton monolit, care nu necesită decît transporturi de mic tonaj, este mai avantajos în raport cu sistemul în panouri mari, care reclamă transporturi de elemente grele. A transporta panouri mari prin Paris nu este atît de uşor ca a transporta beton în autobetoniere.

Cele două sisteme, panourile mari şi betonul monolit industrializat cu cofraje mari, stau la baza industrializării construcţiilor în Franţa şi ele sînt singurele utilizabile la clădirile de locuit de masă, sprijinite de stat. Aceste construcţii constituie marea majoritate a construcţiilor din Franţa, al căror preţ sub 500 fr/m² nu poate fi realizat decît prin utilizarea acestor două procedee.

În alte sectoare ale construcţiilor, şi mai ales în domeniul construcţiilor de şcoli, se utilizează alte tehnologii. Construcţiile de şcoli au început să fie industrializate în Franţa de mai puţin de 10 ani, deci după clădirile de locuit. Au fost reţineri provenind mai ales din partea arhitecţilor, care erau cam nemulţumiţi văzînd că locuinţele devin prea industrializate şi atunci şi-au concentrat atenţia de creaţie asupra construcţiilor de şcoli; dar şi acolo s-a pus în evidenţă faptul că industrializarea ar permite să se construiască mai ieftin. S-a făcut atunci un fel de împărţire a sferei de influenţă, şi anume: betonul la construcţiile de locuit şi metalul la şcoli. S-a realizat în acest mod o dezvoltare a construcţiilor industrializate pe

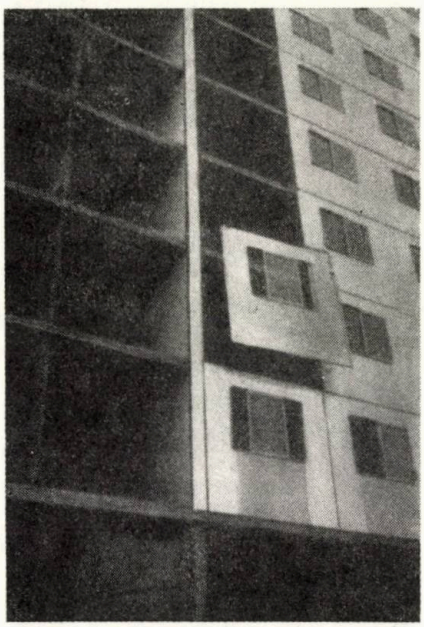


Fig. 10 – Structură mixtă: beton monolit turnat în cofraje mari şi panouri de faţadă.

bază de metal pentru şcoli şi în special pentru învăţămîntul superior şi pentru învăţămîntul general. Guvernul a intervenit şi a creat un sector rezervat acestei tehnologii, fără a fi vorba de o subvenţie propriu-zisă.

Astfel, s-a dezvoltat aşa-zisul sistem „mecano", care dispune de un catalog de elemente standardizate, cu care se pot construi mai multe feluri de construcţii. În cazul şcolilor însă, care sînt ele însele tipizate într-un mare grad, cataloagele cuprind nu numai elemente, ci şi construcţii întregi cu clase tip.

Sistemul de construcţie „mecano" constă, în general, dintr-o şarpantă uşoară — metal pliat sau laminate uşoare — , planşee pe bază de metal cu elemente de completare din beton, pentru a asigura rigiditatea, izolarea fonică şi protecţia contra focului, precum şi elemente metalice de faţadă (inclusiv tîmplăria) din aluminiu, tablă cutată vopsită etc., adică materiale în general mai scumpe decît în cazul unei faţade clasice în beton.

Aceste sisteme „mecano", uşoare, au luat o mare dezvoltare, datorită aşa-zisului sector rezervat, cu toate că sînt mai scumpe decît sistemele pe bază de beton, şi aceasta deoarece ele pot da o calitate diferită şi un aspect mai agreabil, mai bogat, mai modern.

Sistemul de construcţie de tip „mecano" s-a răspîndit în Franţa şi în alte domenii, ca de ex. la clădirile pentru birouri, dar el n-a putut pătrunde, ca atare, în domeniul construcţiilor de locuinţe de masă, fiind prea scump, iar în ceea ce priveşte celelalte tipuri de locuinţe, publicul preferă piatra sau betonul în locul metalului. Totodată este interesant de notat că, în prezent, are loc un contraatac al betonului şi în sectorul construcţiilor de şcoli. După cîţiva ani (de dominaţie a metalului n.n.) antreprenorii au început să se întrebe: «De ce să nu construim şi noi şcoli? Noi putem să construim mai ieftin şi tot aşa de repede ca şi în sistemul mecano».

Este ştiut că în domeniul construcţiilor de şcoli din Franţa trebuie să se construiască foarte repede, deoarece, în general,

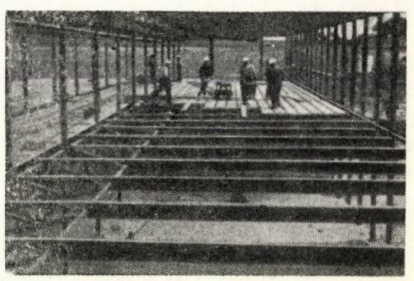


Fig. 11 – Execuţia unei clădiri şcolare în sistem „mecano uşor".

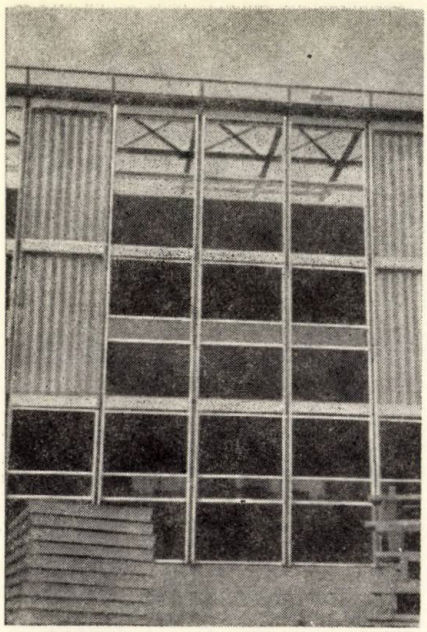


Fig. 12 – Faţada unei clădiri şcolare cu sistem „mecano uşor".

abia în luna aprilie se perfectează tranzacţiile pentru construirea şcolilor care trebuie să fie terminate pentru a se deschide în luna octombrie, deci avem la dispoziţie un interval de timp foarte scurt de numai 6 luni pentru executarea construcţiilor. Din acest punct de vedere sistemul „mecano" este foarte comod, deoarece industriaşii fabrică elementele în timpul iernii în uzinele lor şi primăvara încep montajul pe şantiere. În faţa acestei situaţii, antreprenorii care lucrează în beton au conceput şi aplicat un fel de sistem „mecano" în beton, ceea ce a antrenat o coborîre a preţurilor în domeniul construcţiilor de şcoli.

Aceasta constituie o verificare a unui lucru bine cunoscut de către specialişti, dar uneori negat de alţii, anume că în condiţiile economice din Franţa şi din celelalte ţări ale Pieţei comune există o diferenţă fundamentală de preţ între construcţiile de beton şi construcţiile uşoare metalice. Această situaţie nu este neapărat valabilă şi în alte ţări, unde datele economice sînt diferite, ca de ex. în ţările din Europa răsăriteană sau în S.U.A.

Competitivitatea diferitelor sisteme constructive depinde în mod fundamental de raportul dintre preţurile materialelor şi manoperei. Or, acest raport variază după ansamblul situaţiei economice din Europa de vest, din Europa de est şi din S.U.A.

Să analizăm şi industrializarea într-un alt sector, acela al clădirilor individuale de locuit. Cînd am amintit mai sus despre sistemele de construcţie în panouri mari şi în beton monolit, m-am referit în mod special la imobilele colective cu mai multe niveluri. Casele individuale nu reprezintă încă majoritatea locuinţelor din Franţa, cu toate că există tendinţa de a se construi din ce în ce mai multe. În prezent, se execută ceva mai mult de 140 000 de case individuale pe an, dintr-un total de circa 450 000 de locuinţe, ceea ce reprezintă aproape o treime.

Mult timp executarea caselor individuale a constituit refugiul mîinii de lucru tradiţionale, de-

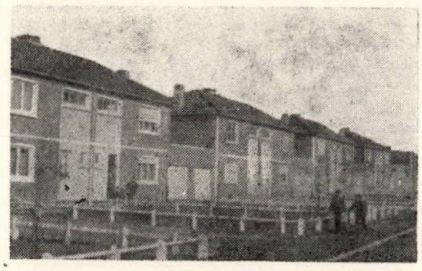


Fig. 13 – Clădiri individuale din panouri mari.

oarece a construi o casă izolată într-un mic oraş sau în cartierele mărginaşe ale oraşelor mari este foarte convenabil pentru o mică antrepriză sau chiar pentru un maistru-constructor care execută cîteva case pe an. Aceasta îi poate reveni destul de scump, dar el nu are cheltuieli generale şi nici nu este prea pretenţios în ce priveşte salariul său, deoarece are şi alte lucrări mai rentabile.

Dar această situaţie este pe cale de dispariţie, deoarece există o realitate de care nu putem face abstracţie, şi anume creşterea permanentă a salariilor, nu numai în valoare nominală din cauza deprecierii monedei, dar şi în valoare absolută, fiindcă nivelul de trai creşte continuu în toate ţările şi, ca urmare, fiecare oră de muncă devine mai scumpă. Noi trăim deci într-o lume în care preţul mîinii de lucru creşte constant şi aceasta antrenează schimbări progresive; o consecinţă a acestor schimbări este faptul că şi în domeniul clădirilor individuale pătrunde din ce în ce mai mult industrializarea.

În Franţa există trei sisteme principale de industrializare a caselor individuale, dintre care în primul rînd trebuie citat sistemul de construcţie în panouri mari, analog cu cel utilizat la imobilele colective: aceleaşi panouri, aceiaşi producători. Întreaga problemă se reduce la o problemă de manipulare şi montaj. Pentru elementele care cîntăresc 6—8 tone este necesară o macara puternică. Aceasta costă mult şi nu poate fi lăsată mult timp pe un şantier izolat. De aceea este necesar ca panourile să se poată monta într-o singură zi: macaraua este adusă noaptea pe şantier şi la ora 6 dimineaţa este amplasată la locul ei, gata pentru a începe montajul elementelor direct din autocamioanele care sosesc cu panouri de la fabrică şi pînă seara totul este terminat şi macaraua pleacă la alt şantier.

Aceste lucrări se desfăşoară în condiţii şi mai bune, dacă se pot organiza grupări de mai multe case individuale, deoarece e mult mai comod să construieşti

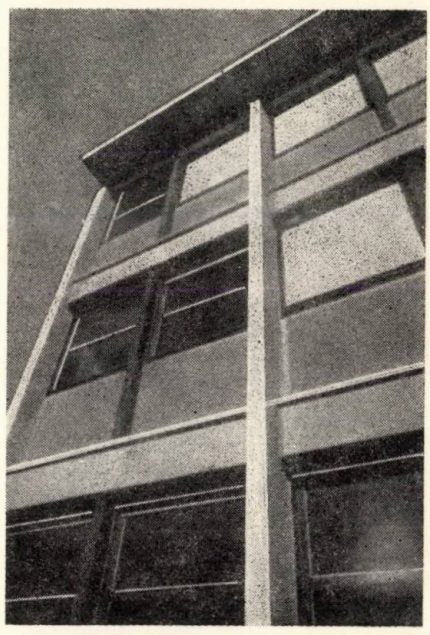


Fig. 14 – Faţade uşoare.

20 de case într-un loc decît să schimbi în fiecare seară şantierul. Este clar că aceste operaţii reclamă o foarte bună organizare, care desigur aduce şi beneficii, deoarece adesea restricţiile impuse sînt creatoare de beneficii; o bună organizare dă roade chiar înainte de a apare efectele unei noi tehnologii.

În al doilea rînd, noi executăm în Franţa construcţii individuale din elemente prefabricate de greutate mijlocie, care sînt confecţionate de către maiştrii sau de către micii antreprenori, care se adaptează posibilităţilor şi mijloacelor de care dispun. Ei nu pot face panouri mari, grele deoarece nu sînt echipaţi pentru aceasta, dar execută panouri mai mici, de înălţimea unui etaj, cu lăţimea de 1,0—1,20 m, pe care le pot transporta şi pune în operă cu mijloace obişnuite: autocamioane şi macarale mici de şantier. Aceşti antreprenori produc 50 pînă la maximum 100 de locuinţe pe an.

O a treia categorie de sisteme industrializate pentru construcţii individuale sînt sisteme mai speciale, dintre care cel mai cunoscut este sistemul „Phénix". Acesta constă dintr-o carcasă uşoară de metal cu plăci de beton exterioare şi îmbrăcăminţi interioare din plăci de ipsos (*placo-plâtre*). Acest tip de construcţie este cunoscut de acum 20 de ani, dar abia acum s-au creat condiţiile economice pentru o dezvoltare mai remarcabilă, ajungîndu-se ca firma „Phénix" să livreze singură 3000—4000 de locuinţe pe an, faţă de numai 2000—3000 cît livrează cei mai mari fabricanţi de panouri mari.

Tot ce s-a spus mai sus se referă la sisteme şi procedee generale de construcţii. În afară de acestea, noi producem în Franţa, ca şi alte ţări, elemente prefabricate componente ca: elemente de planşeu (grinzişoare, predale), elemente pentru pereţi despărţitori şi panouri uşoare pentru faţade, care se montează între elementele structurii. Aceste panouri de faţadă au avut o evoluţie interesantă din punct de vedere economic. Deşi mai scumpe decît panourile de beton, ele au fost la modă, deoarece aduceau o notă în plus de varietate şi culoare, prin faptul că se puteau utiliza elemente de umplutură colorate la alcătuirea lor. S-a ajuns astfel la un consum anual de circa 1 000 000 m² de faţade uşoare, din care jumătate pentru clădiri de locuit de masă. Ulterior însă preţurile acestor clădiri au fost plafonate şi dintr-odată utilizarea acestor panouri a regresat, deoarece încadrarea în preţurile plafon nu era posibilă decît foarte greu.

În afară de aceste panouri de faţadă, se execută şi faţade-cortină, în cantităţi foarte reduse pentru locuinţe, mai multe pentru construcţii de şcoli, dar

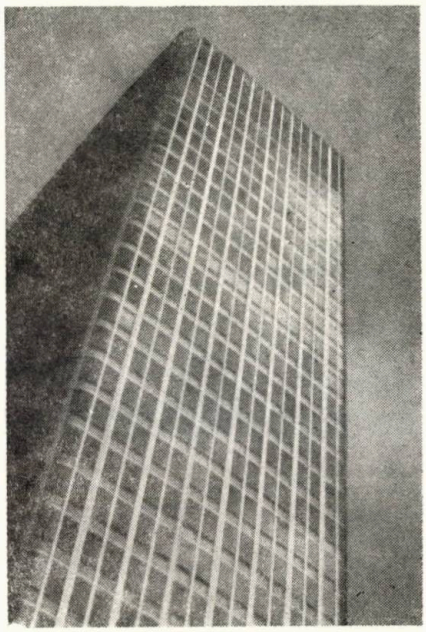


Fig. 15 — Faţade-cortină pentru clădiri înalte de birouri.

domeniul de aplicare cel mai larg îl constituie clădirile înalte de birouri şi clădirile publice. Aceste faţade sînt mai scumpe şi de aceea domeniul lor de utilizare reclamă clădiri mai impozante.

Acesta este, pe scurt, stadiul industrializării construcţiilor în Franţa, care indică un ritm progresiv, pe măsură ce dispare şi se scumpeşte mîna de lucru specializată; un proces lent, dar inevitabil.

Care sînt tendinţele de viitor în domeniul construcţiilor din Franţa? Înainte de a vorbi despre acestea, aş dori să revin asupra bazelor economice ale echilibrului actual: noi nu avem în cantitate suficientă mînă de lucru calificată, tradiţională şi aceea care există este prea scumpă. Din contra, noi avem deocamdată, în cantităţi practic nelimitate, mînă de lucru necalificată, ieftină, formată din imigranţi. Există mari deplasări de mînă de lucru în Europa occidentală. Nivelul economic nu este acelaşi în Italia de sud sau în Portugalia, în comparaţie cu regiunea pariziană din Franţa sau cu Belgia. Există o atracţie a mîinii de lucru din regiunile rurale spre regiunile mai dezvoltate. Aceşti muncitori nu sînt însă nici zidari, nici dulgheri, ci sînt foşti ţărani, şi aceasta este situaţia actuală de care trebuie să ţinem seama. Dar în ce priveşte viitorul, trebuie să luăm în considerare şi alte lucruri.

În primul rînd, preţul acestei mîini de lucru, care azi este convenabil, va creşte în viitor, ca şi preţul oricărei mîini de lucru.

Pe de altă parte, aceste rezerve de mînă de lucru nu sînt inepuizabile. Ţările mai puţin dezvoltate se dezvoltă încetul cu încetul, oamenii îşi găsesc de lucru în ţara lor şi nu mai au nevoie să caute de lucru în altă parte.

În sfîrşit, un al treilea fapt de care trebuie să ţinem seama, mai puţin resimţit astăzi, dar care poate duce la schimbări foarte brutale în viitor, constă în aceea că este posibil ca într-o zi Europa occidentală să-şi dea seama că nu este prea bine să utilizeze o mînă de lucru străină, prea ieftină, care incită la o pasivitate tehnică şi frînează industrializarea. S-ar putea ca într-o zi autorităţile din ţările Europei occidentale să spună: „Trebuie să se pună capăt acestui aflux de mînă de lucru şi să trăim cu propriile noastre mijloace". În acel moment, preţurile mîinii de lucru indigene vor creşte într-un mod exploziv. Aceasta înseamnă că noi trebuie să ne axăm mai mult ca niciodată pe economia de manoperă şi nu numai pe economia de

manoperă tradiţională, calificată, ci pe întreaga manoperă.

Aceasta se traduce prin tendinţele de moment ale industriaşilor din construcţii, care privesc spre viitor şi se manifestă sub forma prefabricării spaţiale, în trei dimensiuni, sau sistemul în „trei D", cum se mai spune în Franţa, ori sistemul „modul", în S.U.A.

Pentru ce se recurge la acest sistem? Pentru a se transfera maximum de manoperă de pe şantier în uzină, şi nu pentru motivul — cum se crede uneori — că sistemele în panouri mari, confecţionate pe şantier, sau betonul monolit turnat în cofraje mari nu ar fi sisteme industrializate.

Execuţia uzinală are următoarele alte raţiuni: evitarea intemperiilor, o mai bună organizare prin faptul că se lucrează mereu la acelaşi loc de lucru şi — ceea ce este esenţial — posibilitatea de a fabrica elemente complet finisate. Confecţionarea elementelor tridimensionale în uzină permite expedierea acestora pe şantiere cu tapetul montat şi chiar echipate cu mobilier şi jaluzele, ceea ce este foarte avantajos.

La început apare numai avantajul unei mai bune organizări în uzină faţă de şantier, dar ulterior se pune în evidenţă şi efectul unor tehnologii diferite, mai productive decît cele de pe şantier.

Această cale de industrializare apare foarte interesantă şi ea a fost abordată şi în alte ţări. Actualmente, din punct de vedere economic, efectul este încă redus, deoarece mîna de lucru din uzină este încă destul de scumpă în unele ţări şi fiindcă nu este uşor să se transporte şi monteze aceste enorme cutii, care cîntăresc pînă la 30 de tone, mai ales cînd sînt din beton greu.

Dar este util şi interesant să ne pregătim pentru a putea face faţă în viitor unui sistem de construcţie care va deveni competitiv.

Astfel, se pot vedea astăzi construindu-se case individuale sau mici imobile colective cu cel mult două niveluri (deoarece sîntem convinşi că trebuie să facem numai o simplă stivuire a acestor cutii, fără a trebui să adăugăm o structură portantă, care n-ar prezenta nici un interes). Există mai multe procedee de realizare a elementelor spaţiale, şi cele mai simple sînt cele mai bune. Trebuie să ne ferim de ceea ce numim cîteodată „delirul" inginerului care a avut ocazia să facă o maşină frumoasă şi care nu rezistă plăcerii de a face o supermaşină teribilă, complicată, cu o mulţime de butoane; o astfel de maşină poate fi un lucru pasionant, dar probabil mult mai scump decît lucrurile simple.

Acest lucru s-a întîmplat cu panourile mari, unde am avut o pornire puţin cam sofisticată, pentru a ajunge astăzi la soluţii mai simple şi mai bune.

Pentru sistemele spaţiale, cel mai simplu este de a fabrica elementele cu cofraje mari la uzină, la fel ca şi pe şantier, fără schimbări tehnologice prea mari, dar profitînd de o organizare mai bună, de care se poate dispune numai într-o uzină.

Alături de elementele tridimensionale de beton, începem să acordăm mult interes — deocamdată încă numai intelectual — elementelor tridimensionale uşoare după exemplul Americii de Nord — casele mobile (*mobile homes*) sau „modulele".

Acest sistem constituie o revoluţie în Statele Unite, fiind de fapt singura revoluţie tehnologică în construcţie care a avut loc în S.U.A., şi cea mai importantă inovaţie în construcţii din ultimii 15 ani.

Procedeul utilizat este, de fapt, cel din tehnologia caroseriilor de automobile, pentru fabricarea caravanelor, a treilerelor, dar în dimensiuni mult mai mari, ceea ce micşorează preţul.

O caravană este relativ scumpă pe m², dar cînd se construiesc caravane de 70 m², raportul între perimetru şi suprafaţă devine avantajos şi preţurile scad.

Această tehnologie este extraordinar de productivă, ajungîndu-se la un consum de manoperă de 1,5 ore/m² de locuinţă terminată, ceea ce constituie un record mondial, reprezentînd de

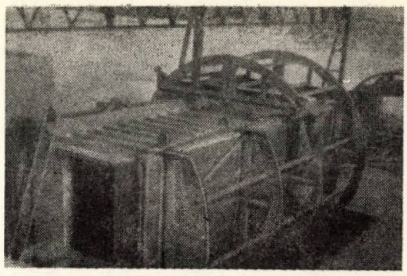


Fig. 16 — Tipar pentru element spaţial.

10 ori mai puţin decît se obţine în mod curent la alte sisteme. Produsul are o durată limitată, de 10—20 ani, dar este mai ieftin decît o casă tradiţională. În 1970 s-au construit în S.U.A. circa 500 000 de case mobile, faţă de numai 900 000 de case tradiţionale, ceea ce reprezintă o pătrundere extraordinară a noului sistem.

În ce măsură sistemul acesta este adaptabil în Franţa, încă nu se ştie prea bine şi acest lucru se află în studiu, deoarece condiţiile economice sînt complet diferite: mîna de lucru în S.U.A. este extraordinar de scumpă, iar un muncitor constructor calificat cîştigă de două ori cît în uzină.

La noi în Franţa condiţiile sînt foarte diferite: mîna de lucru este mai ieftină, ceea ce face ca o parte din avantajele sistemului să fie pierdute. Pe de altă parte, sistemul industrializat de case mobile fabricate în uzină necesită materiale produse în dimensiuni ce ies din comun, dar care convin pentru acest sistem. Aşa de ex., acoperişul unei case mobile constă dintr-o singură foaie de tablă galvanizată de 18 m lungime şi 3,7 m lăţime, ceea ce nu se poate uzina în orice ţară.

Mai trebuie adăugat faptul că sistemul se loveşte şi de o opoziţie din partea apărătorilor es-

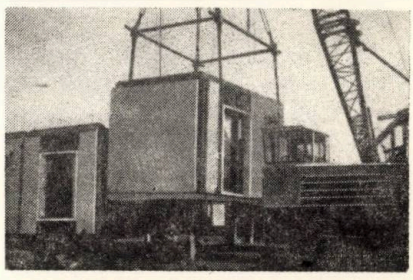


Fig. 17 — Element spaţial.

teticii, deoarece casele mobile, așa cum sînt executate în S.U.A., nu sînt frumoase. Desigur, ele pot fi îmbunătățite sub acest aspect, dar e nevoie de o bază economică foarte importantă.

O altă tendință apărută, legată de ceea ce am spus mai înainte, constă în fabricarea elementelor componente de mari dimensiuni. Noi sîntem de părere că folosirea elementelor ușoare de mari dimensiuni, ca de ex. elemente pentru pereți de pînă la 12 m lungime, cu alcătuire tip sandviș din metal și spume plastice sau complet din mase plastice, cu toate că necesită materiale scumpe, ar putea aduce economii suficiente la manipulare și montaj, astfel ca să devină rentabile. De aceea, există în Franța interes pentru aceste elemente mari.

De asemenea, există interes pentru ceea ce numim blocul sanitar sau peretele tehnic, care permite industrializarea echipamentelor de instalații. În sistemul blocurilor de beton folosite pînă în prezent, industrializarea echipamentelor a constat, în esență, în încorporarea acestora, pe cît posibil, în elementele de structură: planșee și pereți transversali.

Tendința de a grupa echipamentele în blocuri speciale de beton nu s-a dovedit avantajoasă din punct de vedere economic, deoarece era destul de dificil de a schimba formele și dimensiunile unui bloc sanitar prefabricat din beton, iar pe de altă parte este destul de greu de a impune arhitectului forma unui bloc, în jurul căruia restul planului casei este aproape predeterminat. În plus, acest sistem duce la dublarea părților portante, prin alăturarea peretelui blocului sanitar de beton de structura normală a construcției, ceea ce devine prea scump.

În prezent vedem dezvoltîndu-se sisteme mai suple, în care blocul este făcut din pereți neportanți, care sînt simple plăci aglomerate ce nu costă mult, constituind un simplu ambalaj. Acest sistem pare a fi rentabil, lucru ce mai trebuie verificat în timp, deoarece prețurile sînt elastice și este necesară o repetare pe scară mai mare și mai mulți ani de experiență pentru a putea judeca valoarea economică a unei soluții. În prezent s-a construit o uzină de blocuri sanitare cu o capacitate de 2000 de blocuri pe an. În afară

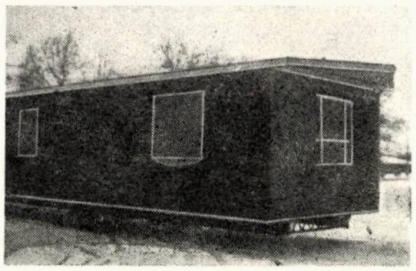


Fig. 18 — Casă mobilă.

de aceste blocuri sanitare, se mai utilizează pereți tehnici sau elemente în formă de cheson, care se fixează de un perete existent, ceea ce permite o mare economie de manoperă la finisare.

În concluzie, este bine de notat că în prezent există în Franța o efervescență a spiritelor. Prima noastră perioadă de industrializare s-a, manifestat între anii 1952 și 1958, după care a urmat o perioadă de aprofundare.

Al doilea val de industrializare a avut loc în 1963, dar acesta a fost mai mult un val de expansiune decît unul de creație: au fost aplicate aceleași sisteme, uneori simplificate, dar pe scară mai mare. Această extindere a fost favorizată de o creștere a finanțării construcțiilor, determinată de creșterea necesităților de locuințe, mai ales prin repatrierea francezilor din Algeria. S-a făcut un efort financiar și s-a obținut o dezvoltare a industrializării, dar folosind aceleași tehnologii.

În momentul de față, începînd din 1970, asistăm la un efort intelectual pentru noi creații, care este determinat de o nouă acțiune guvernamentală, denumită „planul de construcții", care face parte din cel de-al 6-lea plan economic (1971—1975) și este, de fapt, un „plan de locuințe", fiind destinat îmbunătățirii construcției de locuințe.

Acest plan nu este numai un plan pur tehnologic, deoarece ne dăm seama că ameliorarea locuințelor cuprinde și alte lucruri, în afară de tehnologie, dar tehnologia constituie totuși obiectivul principal, destinat să materializeze ideile ce plutesc în aer, folosind același arsenal ca acum 10—15 ani, și anume: sectoare rezervate, tranzacții de lansare, credite pentru cercetare, lansări de prototipuri, precum și un mijloc nou denumit „împrumuturi pentru dezvoltare". Această formulă destul de interesantă este un sistem de economie mixtă, în care statul împrumută industriașilor care au idei, jumătate din banii acțiunii de dezvoltare. Acești bani sînt pierduți dacă ideea dă greș, dar sînt rambursați cu o primă, dacă acțiunea reușește. Aceasta este o formulă nouă, care a fost imitată și de alte țări.

Este prea devreme să spunem care vor fi acțiunile ce vor fi sprijinite în cadrul planului de construcții, dar în orice caz pot fi arătate orientările, și anume: îmbunătățirea sistemelor de construcție în beton, pentru a duce la o mai mare economie de manoperă, prin mecanizare și automatizare; noi sisteme și tehnologii, ca de ex. etajerele sau „terenul artificial", adică o combinație între clădiri individuale ușoare și structuri portante din beton.

De asemenea, interesează dezvoltarea fabricării industriale a elementelor componente în sistemul prefabricării deschise, adică un sistem „mecano" național, în care toate uzinele țării pot contribui la fabricarea elementelor componente, care sînt compatibile să intre în diverse alcătuiri de structuri. Apoi se vor efectua cercetări pentru perfecționarea sistemului „mecano ușor", pentru a-l face competitiv cu celelalte sisteme.

Acesta este un tur de orizont foarte rapid asupra stadiului actual și a tendințelor de viitor, privind industrializarea construcțiilor în Franța.

Ing. **EINAR KEINTZEL**
Institutul de proiectare „Proiect Braşov"

UN CALCUL SPAȚIAL SIMPLIFICAT AL CONSTRUCȚIILOR MULTIETAJATE NESIMETRICE

În [12] şi [13] s-a indicat un calcul spaţial simplificat al construcţiilor multietajate simetrice supuse acţiunii sarcinilor orizontale, calcul bazat pe reducerea în întregime a structurii în alcătuirea căreia pot intra diafragme cu şi fără goluri şi cadre, la un cadru înlocuitor, care se poate calcula prin distorsiuni. Calculul diafragmelor cu un şir de goluri, indicat de exemplu în [2], [7] şi [15], fiind identic, după [1], [10] şi [12], tot cu un calcul prin distorsiuni al unui cadru înlocuitor, s-a putut stabili o analogie între calculul spaţial al unei construcţii multietajate simetrice şi calculul unei diafragme cu un şir de goluri. Ca atare, introducînd notaţiile din figura 1 şi înţelegînd prin $M(x)$ şi $Q(x)$ momentul încovoietor şi forţa tăietoare acţionînd construcţia în ansamblu, şi prin i_r, respectiv prin i_s, rigiditatea practică a unui capăt de riglă, respectiv a stîlpului cadrului înlocuitor din figura 1, la care s-a redus construcţia, s-a putut stabili prin analogie expresia momentului în stîlpul cadrului înlocuitor.

$$M_s(x) = M(x) - Q(o)H\,\psi(\alpha, \xi) \qquad (1)$$

şi a momentului în rigla cadrului înlocuitor

$$M_r(x) = Q(o)\,h\,\Phi(\alpha, \xi) \qquad (2)$$

Valorile funcţiilor $\Phi(\alpha, \xi)$, $\psi(\alpha, \xi)$, intervenind în aceste expresii, se pot lua din graficele date în [2], [7], [14] sau din tabelele date în [12] şi [15], iar pentru indicele de monolitism α se introduce, conform relaţiei (123) din [12],

$$\alpha = \frac{H}{h}\sqrt{\frac{6\,i_r}{i_s}} = n\sqrt{\frac{6\,i_r}{i_s}}, \qquad (3)$$

n reprezentînd numărul de niveluri.

În cele ce urmează se va extinde această analogie între calculul spaţial aproximativ al unei construcţii, în alcătuirea căreia intră diafragme cu şi fără goluri şi cadre şi calculul unui cadru înlocuitor, şi asupra construcţiilor nesimetrice, efectuînd calculul eforturilor corespunzînd răsucirii generale a acestor structuri tot cu ajutorul unor relaţii de tipul relaţiilor (1), (2). Deducerile care urmează se bazează pe analogia dintre comportarea unei structuri sub acţiunea forţei tăietoare şi sub acţiunea unui moment de torsiune, pusă în evidenţă în [17] pentru un tip particular de structură.

Folosind această analogie, se va trata atît calculul static spaţial al structurilor nesimetrice, cît şi calculul vibraţiilor acestor structuri.

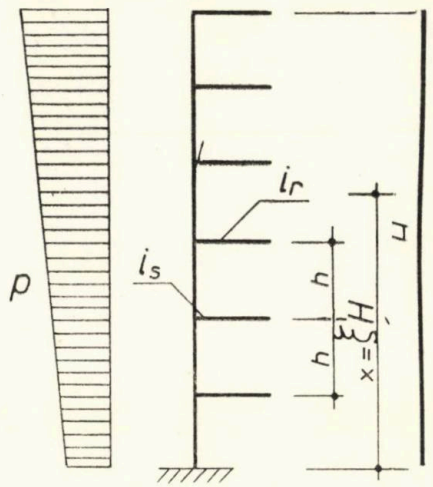


Fig. 1

În afară de aproximaţiile admise la calculul structurilor simetrice, arătat în [13], se mai introduc, în cazul construcţiilor multietajate nesimetrice, două aproximaţii suplimentare:

— se neglijează variaţia, pe înălţimea construcţiei, a poziţiei în plan a centrului de rigiditate elastică, această poziţie determinîndu-se în mod aproximativ în funcţie de momentele de inerţie echivalente ale elementelor structurale, calculate, de exemplu, prin relaţiile din [9] şi [12];

— se neglijează rigiditatea la răsucire a elementelor structurale (cadre, diafragme), această neglijare ducînd în general la erori foarte mici, excepţie făcînd numai structurile în alcătuirea cărora intră diafragme cu secţiune închisă.

1. *Calculul static spațial al construcțiilor multietajate nesimetrice*

Notînd distanța între rezultanta sarcinii orizontale distribuite $p(x)$ și centrul de rigiditate elastică al construcției prin e, asupra construcției în ansamblu va acționa, în afară de sarcina orizontală $p(x)$, și un moment de răsucire distribuit

$$m(x) = e\,p(x), \tag{4}$$

dînd naștere la un moment de răsucire exterior

$$M_t(x) = \int_x^H m(x)\,\mathrm{d}x \tag{5}$$

și la un bimoment exterior

$$B(x) = \int_x^H M_t(x)\,\mathrm{d}x\,. \tag{6}$$

După cum s-a arătat în [11] și [12], o diafragmă cu oricît de multe șiruri de goluri se poate reduce la un element format din două bare fictive, obligate să se deformeze împreună, dintre care una, avînd rigiditatea EI, se deformează numai prin încovoiere, iar cealaltă, avînd rigiditatea GA, se deformează numai prin forfecare-lunecare, între rigiditățile barelor cadrului înlocuitor, la care s-a redus diafragma considerată, și rigiditatea celor două bare fictive existînd relațiile

$$I = I_s \text{ și } GA = \frac{6\,E\,i_r}{h}\,. \tag{7}$$

Dacă cadrul înlocuitor considerat nu corespunde unei diafragme cu goluri, ci unui cadru etajat obișnuit, acest cadru se poate înlocui, după [8] și [12], printr-o singură bară, care se deformează numai prin forfecare-lunecare, avînd rigiditatea

$$GA = 12\,E\,\frac{i_s}{h}\cdot\frac{i_r}{i_r + 2\,i_s}\,. \tag{8}$$

Dacă în expresia (8) raportul i_r/i_s tinde către 0, limita expresiei pentru GA, obținută astfel, este identică cu expresia penru GA din grupul de relații (7).

Supunînd construcția unui moment de răsucire exterior, definit prin relațiile (4), (5), (6), ansamblul format din barele fictive k cu deformații de forfecare-lunecare se va comporta ca o bară care se deformează numai prin răsucire de tip Saint-Venant, avînd rigiditatea la răsucire

$$GI_t = \sum_k r_k^2\,AG_k\,, \tag{9}$$

iar ansamblul format din barele fictive k cu deformații din încovoiere se va comporta ca o bară care se deformează numai prin încovoiere-răsucire, avînd momentul de inerție sectorial

$$I_\omega = \sum_k r_k^2\,I_{sk}\,, \tag{10}$$

r_k reprezentînd distanța diafragmei k față de centrul de rigiditate elastică al construcției. Construcția în ansamblu se poate reduce deci la un sistem format din două bare fictive, dintre care una se deformează numai prin răsucire de tip Saint-Venant, iar cealaltă numai prin încovoiere-răsucire.

Notînd cu φ unghiul de răsucire, cu M_{t1}, respectiv M_ω, momentul de răsucire de tip Saint-Venant preluat de prima bară fictivă, respectiv momentul de încovoiere-răsucire preluat de cea de-a doua bară fictivă, și cu B_s bimomentul de încovoiere-răsucire în cea din urmă bară, pentru bara cu deformații de răsucire de tip Saint-Venant există relațiile

$$M_{t1}(x) = \int_x^H m_1(x)\,\mathrm{d}x\,. \tag{11}$$

$$m_1 = GI_t\,\varphi'', \tag{12}$$

iar pentru bara cu deformații de încovoiere-răsucire există relațiile

$$M_\omega(x) = \int_x^H m_2(x)\,\mathrm{d}x \tag{13}$$

$$m_2 = -EI_\omega\,\varphi'''' = B_s'' \tag{14}$$

$$B_s = -EI_\omega\,\varphi''. \tag{15}$$

Introducînd relațiile (12), (14), (15) în relația de echilibru

$$m_1 + m_2 = m,$$

se obține ecuația diferențială a bimomentului în bara cu deformații de încovoiere-răsucire

$$B_s'' - \frac{GI_t}{EI_\omega}\,B_s = m. \tag{16}$$

Comparînd ecuația diferențială (16) cu ecuația diferențială a momentului încovoietor M_s în stîlpul unui cadru înlocuitor ce se calculează prin distorsiuni, redus la o structură continuă, care este după [4], [5] și [12]

$$M_s'' - \frac{6\,i_r}{h\,I_s}\,M_s = q, \tag{17}$$

se constată că cele două ecuații diferențiale au aceeași formă. Calculul unei structuri nesimetrice, supuse unui moment de răsucire, se poate deci reduce la calculul prin distorsiuni al unui cadru înlocuitor, avînd rigiditățile practice ale stîlpului și ale riglelor

$$i_s = \frac{I_\omega}{h},\; i_r = \frac{GI_t h}{6\,E}.$$

Punînd, conform relației (3), pentru indicele de monolitism al acestui cadru

$$\alpha = \frac{H}{h}\sqrt{\frac{6\,i_r}{i_s}} = H\sqrt{\frac{GI_t}{EI_\omega}},$$

se obține pentru bimomentul în bara cu deformații de încovoiere-răsucire, prin analogie cu relația (1),

$$B_s(x) = B(x) - M_t(0)\ H\ \psi(\alpha,\ \xi). \quad (18)$$

Pentru momentul de răsucire în bara cu deformații de răsucire de tip Saint-Venant se obține, deoarece

$$\psi'(\alpha,\ \xi) = -\Phi(\alpha,\ \xi) \text{ și } M_\omega = B_s',$$

$$M_{t1}(x) = M_t(x) - M_\omega(x) = M_t(0)\ \Phi(\alpha,\ \xi), \quad (19)$$

relație analogă cu relația (2).

Cunoscînd B_s și M_{t1}, se obține pentru momentul încovoietor în bara cu deformații de încovoiere, corespunzînd diafragmei cu sau fără goluri k,

$$M_{sk}(x) = \frac{r_k I_{sk}}{I_\omega} B_s(x), \quad (20)$$

iar forța tăietoare în bara cu deformații de lunecare-forfecare, corespunzînd diafragmei cu goluri sau cadrului etajat k, are expresia

$$Q_k(x) = \frac{r_k GA_k}{GI_t} M_{t1}(x). \quad (21)$$

Notînd cu $y_k(x)$ deplasarea orizontală a diafragmei cu goluri k, se obține pentru momentul în rigla cadrului înlocuitor, corespunzînd acestei diafragme,

$$M_{rk}(x) = 6E\ i_{rk}\ y_k'(x) = 6E\ i_{rk} \frac{Q_k(x)}{GA_k} = Q_k(x)\ h. \quad (22)$$

2. *Vibrațiile construcțiilor multietajate nesimetrice*

Notînd cu EI, respectiv GA, sumele valorilor EI_k, respectiv GA_k, corespund tuturor elementelor structurale orientate după direcția sarcinii $p(x)$, și cu $y(x)$ translația structurii în ansamblu, relațiile de echilibru între solicitările exterioare și cele interioare se pot exprima sub forma

$$p(x) = EI\ y''''(x) - GA\ y''(x) \quad (23)$$

$$m(x) = EI_\omega\ \varphi''''(x) - GI_t\ \varphi''(x) \quad (24)$$

Înlocuind, pentru studiul efectelor dinamice $y(x)$ și $\varphi(x)$, prin $\overline{y}(x,\ t)$ și $\overline{\varphi}\ (x,\ t)$, și notînd

Ω — suprafața în plan a construcției,

$\overline{m}$ — masa distribuită pe unitatea de lungime a construcției în ansamblu, considerată uniform repartizată pe suprafața Ω,

I_p — momentul de inerție polar al suprafeței Ω în raport cu centrul de rigiditate elastică al construcției (este egal cu suma momentelor de inerție ale suprafeței Ω față de două axe ortogonale, trecînd prin centrul de rigiditate elastică),

solicitările $p(x,\ t)$ și $m(x,\ t)$ vor fi, pentru cazul vibrațiilor libere ale structurii înlocuitoare,

$$p(x,\ t) = -\overline{m}\ \frac{\partial^2(\overline{y} + e\overline{\varphi})}{\partial t^2} \quad (25)$$

$$m(x,\ t) = -\frac{I_p\ \overline{m}}{\Omega} \frac{\partial^2\overline{\varphi}}{\partial t^2} - \overline{m}\ e\ \frac{\partial^2\overline{y}}{\partial t^2}. \quad (26)$$

În cazul unui calcul mai exact, expresia $I_p\overline{m}/\Omega$ se va înlocui prin momentul de inerție polar al maselor cu distribuția lor reală în raport cu centrul de rigiditate elastică al construcției.

Introducînd expresiile (25), (26) în relațiile (23), (24), se obține sistemul de ecuații cu derivate parțiale, care descrie vibrațiile construcției în ansamblu:

$$EI\frac{\partial^4\overline{y}}{\partial x^4} - GA\frac{\partial^2\overline{y}}{\partial x^2} + \overline{m}\frac{\partial^2\overline{y}}{\partial t^2} + \overline{m}\ e\frac{\partial^2\overline{\varphi}}{\partial t^2} = 0 \quad (27)$$

$$EI_w\frac{\partial^4\overline{\varphi}}{\partial x^4} - GI_t\frac{\partial^2\overline{\varphi}}{\partial x^2} + \frac{I_p\overline{m}}{\Omega}\frac{\partial^2\overline{\varphi}}{\partial t^2} + \overline{m}\ e\ \frac{\partial^2\overline{y}}{\partial t^2} = 0 \quad (28)$$

După cum rezultă din examinarea sistemului de ecuații (27), (28), în cazul construcțiilor nesimetrice, avînd $e \neq 0$, nu mai poate fi vorba de vibrații transversale și de răsucire distincte, ci numai de vibrații transversale și de răsucire cuplate.

Rezolvarea exactă a sistemului de ecuații (27), (28), reductibil la o singură ecuație cu derivate parțiale de ordinul 8, fiind foarte complicată, se indică în continuare rezolvarea lui aproximativă, introducînd diferențe finite și folosind metoda Holzer, generalizată în vederea aplicării ei la calculul vibrațiilor transversale și de răsucire cuplate.

Înlocuind construcția printr-o structură cu n mase concentrate, notînd rigiditatea transversală a intervalului j, $j+1$ al acestei structuri, calculată prin metodele indicate în [12], prin $R_{j,j+1}$, iar rigiditatea la răsucire a aceluiași interval prin

$$R^t_{j,j+1} = \sum_k R^k_{j,j+1} r_k^2, \quad (29)$$

forța tăietoare, respectiv momentul de răsucire, acționînd în intervalul $j,j+1$ se poate exprima prin relațiile

$$Q_{j,j+1} = R_{j,j+1}(y_{j+1} - y_j) \quad (30)$$

$$M^t_{j,j+1} = R^t_{j,j+1}(\varphi_{j+1} - \varphi_j), \quad (31)$$

y_j, φ_j reprezentînd deplasările structurii în dreptul masei M_j.

Pe de altă parte, forța de inerție corespunzînd masei k avînd expresia $M_k\omega^2$ $(y_k + e\varphi_k)$, ω fiind frecvența circulară a vibrațiilor, iar momentul de răsucire corespunzînd acestor forțe de inerție avînd expresia $M_k\omega^2\left(\frac{I_p}{\Omega}\varphi_k + e\ y_k\right)$, există relațiile

$$Q_{j,j+1} = \omega^2 \sum_{k=j+1}^{n} M_k(y_k + e\varphi_k) \quad (32)$$

$$M^t_{j,j+1} = \omega^2 \sum_{k=j+1}^{n} M_k\left(\frac{I_p}{\Omega}\varphi_k + e\ y_k\right). \quad (33)$$

Egalînd expresiile (30), (31) şi (32), (33), se obţin relaţiile de recurenţă

$$y_j = y_{j+1} - \frac{\omega^2}{R_{j,j+1}} \sum_{k=j+1}^{n} M_k (y_k + e\,\varphi_k) \quad (34)$$

$$\varphi_j = \varphi_{j+1} - \frac{\omega^2}{R^t_{j,j+1}} \sum_{k=j+1}^{n} M_k \left(\frac{I_p}{\Omega} \varphi_k + e\, y_k \right), \quad (35)$$

care permit calculul deformatei dinamice a structurii, corespunzînd unei valori ω apreciate şi plecînd de la o pereche de valori y_n, φ_n alese arbitrar, punînd de exemplu $y_n = 1$.

Dacă se obţine la sfîrşitul calculului $y_0 = 0$, $\varphi_0 = 0$, rezultă că valorile ω, φ_n introduse au fost exacte. Calculul deformatelor dinamice prin metoda Holzer pretîndu-se la folosirea calculatoarelor electronice [6], calculul indicat se poate efectua în condiţii avantajoase.

Pentru alegerea unei valori orientative iniţiale a raportului φ_n/y_n se poate considera $n=1$. Punînd pentru acest caz

$$M_1 = M,\ R_{0,1} = R,\ R^t_{0,1} = R^t,\ y_1 = y,\ \varphi_1 = \varphi,$$

$$y_0 = 0,\ \varphi_0 = 0,$$

relaţiile (34), (35) devin

$$y - \frac{\omega^2}{R} M (y + e\,\varphi) = 0$$

$$\varphi - \frac{\omega^2}{R^t} M \left(\frac{I_p}{\Omega} \varphi + e\, y \right) = 0,$$

ducînd la valorile

$$\omega^2 = \frac{R}{M} \frac{1}{1 + \frac{e\varphi}{y}} \quad (36)$$

$$c = \frac{\varphi}{y} = \frac{1}{2e} \left[\frac{R}{R^t} \frac{I_p}{\Omega} - 1 \pm \right.$$

$$\left. \pm \sqrt{\left(\frac{R}{R^t} \frac{I_p}{\Omega} - 1 \right)^2 + 4\, e^2 \frac{R}{R^t}} \right]. \quad (37)$$

Pentru un calcul aproximativ al vibraţiilor construcţiilor multietajate nesimetrice se poate admite expresia orientativă (37), valabilă pe toată înălţimea construcţiei. În această ipoteză mult simplificată, expresia energiei cinetice, corespunzînd vibraţiilor construcţiei nesimetrice, devine

$$W = \frac{1}{2} \int_0^H \overline{m} \left[\frac{\partial (\overline{y} + e\overline{\varphi})}{\partial t} \right]^2 dx + \frac{1}{2} \int_0^H \frac{I_p \overline{m}}{\Omega} \left(\frac{\partial \overline{\varphi}}{\partial t} \right)^2 dx =$$

$$= \frac{1}{2} \int_0^H \overline{m} \left[(1 + ce)^2 + \frac{I_p}{\Omega} c^2 \right] \left(\frac{\partial \overline{y}}{\partial t} \right) dx. \quad (38)$$

Introducînd în mod similar relaţia (37) în expresia energiei potenţiale, corespunzînd vibraţiilor construcţiei nesimetrice, şi ţinînd seama de relaţiile

$$M_s = EI \frac{\partial^2 \overline{y}}{\partial x^2}, \qquad B_s = -EI_\omega \frac{\partial^2 \overline{\varphi}}{\partial x^2},$$

$$Q = GA \frac{\partial \overline{y}}{\partial x}, \qquad M_{t1} = -GI_t \frac{\partial \overline{\varphi}}{\partial x},$$

se obţine

$$U = \frac{1}{2} \int_0^H \frac{M_s^2}{EI} dx + \frac{1}{2} \int_0^H \frac{B_s^2}{EI_\omega} dx + \frac{1}{2} \int_0^H \frac{Q^2}{GA} dx +$$

$$+ \int_0^H \frac{M_{t1}^2}{GI_t} dx = \frac{1}{2} \int_0^H (EI + c^2 EI_\omega) \left(\frac{\partial^2 \overline{y}}{\partial x^2} \right)^2 dx +$$

$$+ \frac{1}{2} \int_0^H (GA + c^2 GI_t) \left(\frac{\partial \overline{y}}{\partial x} \right)^2 dx. \quad (39)$$

Comparînd relaţiile (38), (39), cu relaţiile analoge, corespunzînd cazului vibraţiilor unei construcţii simetrice, cu $e = 0$, rezultă că influenţa nesimetriei structurii asupra vibraţiilor ei se poate lua în considerare în mod aproximativ, înlocuind în calculul vibraţiilor, fără luarea în considerare a răsucirii, calcul ce se poate efectua prin orice metodă,

$$\overline{m} \text{ prin } \overline{m} \left[(1 + ce)^2 + \frac{I_p c^2}{\Omega} \right] \quad (40)$$

$$EI \text{ prin } EI + c^2 EI_\omega \quad (41)$$

$$GA \text{ prin } GA + c^2 GI_t, \quad (42)$$

şi exprimînd rotirea φ prin relaţia (37).

Se menţionează că dacă s-ar înlocui relaţiile (32), (33), prin relaţiile simpliste

$$Q_{j,j+1} = \omega^2 \sum_{k=j+1}^{n} M_k y_k,\ M^t_{j,j+1} = e\, Q_{j,j+1},$$

admise în general la calculul seismic al construcţiilor nesimetrice, adică dacă s-ar neglija efectul dinamic al răsucirii, s-ar obţine în locul relaţiilor (36), (37)

$$\omega^2 = \frac{R}{M} \quad (43)$$

$$c = \frac{\varphi}{y} = \frac{Re}{R^t} \quad (44)$$

Comparînd relaţiile orientative (36), (37) şi (43), (44), rezultă următoarele:

a. Considerînd la calculul vibraţiilor şi efectul deformaţiilor de răsucire, frecvenţele circulare se micşorează faţă de cazul neglijării acestui efect.

b. Determinarea solicitărilor din răsucirea structurii în ansamblu, considerînd o aplicare statică a momentului de răsucire provocat de forţele de inerţie (de exemplu de forţele seismice) poate duce, cum se arată şi în [3], p. 207—208, la solicitări de calcul prea mici, şi ca atare la subdimensionarea elementelor

structurale. Pentru considerarea şi a efectului dinamic al răsucirii structurii în ansamblu, momentul de răsucire $e\,Q_{j,j+1}$ se poate înmulţi în prima aproximaţie cu raportul între valoarea c din relaţia (37) şi cea din relaţia (44). Pentru un calcul mai exact, se vor determina din relaţiile (30) valorile y_k, corespunzînd forţelor tăietoare din sarcini seismice, iar introducînd în relaţiile (31) nişte valori φ_k proporţionale cu valorile y_k determinate înainte, satisfăcînd totodată relaţiile (34), (35), se vor determina momentele $M^t_{j,j+1}$, corespunzînd deformatei dinamice reale*.

3. *Exemplu de calcul*

Se consideră construcţia cu $n = 18$ niveluri, avînd planul din figura 2, supusă sarcinii orizontale totale $Q(0) = \int_0^H q\,dx$, avînd o distribuţie triunghiulară pe înălţimea construcţiei (sarcină seismică), momentul încovoietor care acţionează construcţia în ansamblu avînd ca atare expresia

$$M(x) = \left[(1-\xi)^2 - \frac{1}{3}(1-\xi)^3\right] Q(0)\,H = \eta(\xi)\,Q(0)\,H.$$

Înălţimea unui nivel este $h = 3{,}00$ m, înălţimea buiandrugilor peste goluri este de 0,50 m. Se neglijează deformaţiile axiale ale elementelor verticale ale diafragmelor cu goluri.

Pe laturile lungi ale construcţiei se prevăd pereţi nestructurali, din materiale uşoare, ale căror rigidităţi se neglijează. De asemenea se neglijează şi rigiditatea spaletului între două goluri ale diafragmelor tranversale.

Pentru momentele de inerţie ale secţiunii elementelor verticale se găsesc următoarele valori :

— pentru diafragma plină $I_{s1} = 12{,}50$ m^4

— pentru diafragma cu goluri în ansamblu $I = 12{,}40$ m^4

— pentru un element vertical al diafragmei cu goluri $I_{s2} = 0{,}80$ m^4.

Pentru momentul de inerţie redus al unui buiandrug, ţinînd seamă şi de deformaţiile de lunecare-forfecare, de fisurarea mai puternică a buiandrugilor şi de încastrarea lor elastică în elementele verticale, se găseşte, aplicînd relaţiile din [12], $I_r^{red} = 0{,}00037$ m^4.

Rezultă pentru rigidităţile practice ale barelor cadrului înlocuitor de tipul aceluia din figura 1, corespunzînd unei diafragme cu goluri, şi pentru indicele de monolitism al diafragmei cu goluri, ţinînd seamă de relaţia (109) din [12],

$$i_s = \frac{2 \cdot 0{,}80}{3{,}00} = 0{,}5340 \text{ m}^3.$$

$$i_r = \frac{2 \cdot 0{,}00037}{6{,}0 \cdot (2{,}0/6{,}0)^3} = 0{,}0033 \text{m}^3$$

$$\alpha = n\sqrt{\frac{6i_r}{i_s}} = 18\sqrt{\frac{6 \cdot 0{,}0033}{0{,}534}} = 3{,}5.$$

iar aplicînd relaţiile (191), (196) din [12], se găseşte, pentru momentul de inerţie al unei diafragme cu goluri, ţinînd seamă de deformaţiile buiandrugilor, $I^e = 5{,}40$ m^4.

Distanţa centrului de rigiditate elastică al structurii faţă de centrul ei geometric va avea ca atare valoarea aproximativă

$$e = \frac{12{,}50 \cdot 10 - 5{,}40 \cdot 10}{12{,}50 + 4.5{,}40} = 2{,}08 \text{ m}.$$

Pentru cele ce urmează, se reduce forţa tăietoare $Q(x)$, aplicată în dreptul centrului geometric al construcţiei, la o forţă $Q(x)$, aplicată în centrul ei de rigiditate elastică, şi la momentul de răsucire $M_t(x) = 2{,}08\ Q(x)$, bimomentul care acţionează construcţia în ansamblu fiind atunci $B(x) = 2{,}08\ M(x)$.

Folosind analogia între calculul spaţial al construcţiei în ansamblu, supusă forţei tăietoare $Q(x)$ aplicată în centrul de rigiditate elastică al structurii, şi calculul unei diafragme cu goluri, pusă în evidenţă în [12] şi [13], se găseşte pentru indicele de monolitism al construcţiei în ansamblu

$$\alpha = 3{,}5\sqrt{\frac{4 \cdot 2 \cdot 0{,}80}{4 \cdot 2 \cdot 0{,}80 + 12{,}50}} = 2{,}0,$$

iar pentru momentul în stîlpul şi în rigla cadrului înlocuitor, corespunzînd construcţiei în întregime, se găseşte conform relaţiilor (1) şi (2) :

$$M_s(x) = M(x) - Q(0)\,H\psi(2,\xi) = Q(0)H\,[\eta(\xi) - \psi(2,\xi)] = 54{,}00\ Q(0)\ [\eta(\xi) - \psi(2,\xi)],$$

$$M_r(x) = Q(0)\,h\Phi(2,\xi) = 3{,}00\ Q(0)\ \Phi(2,\xi).$$

Forţa $Q(x)$, aplicată în centrul de rigiditate elastică al construcţiei, provoacă ca atare următoarele solicitări în elementele structurale :

— momentul în diafragma plină

$$M_{s1}(x) = \frac{12{,}50}{4 \cdot 2 \cdot 0{,}80 + 12{,}50} M_s(x) = 35{,}60\ Q(0)\ [\eta(\xi) - \psi(2,\xi)]\ ; \qquad (29)$$

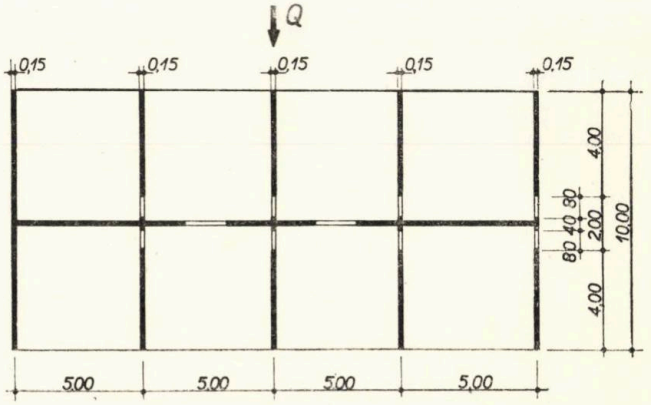


Fig. 2

* Pentru un studiu mai amplu al vibraţiilor construcţiilor etajate nesimetrice, punînd în evidenţă şi unele efecte de rezonanţă, a se vedea E. KEINTZEL : *Proiectarea antiseismică a structurilor simetrice şi nesimetrice, ţinînd seama de vibraţiile de răsucire.* Bucureşti, C.S.E.A.L., 1971

— momentul într-un element vertical al unei diafragme cu goluri

$$M_{s2}(x) = \frac{0{,}80}{4 \cdot 2 \cdot 0{,}80 + 12{,}50} M_s(x) =$$
$$= 2{,}29\, Q(0)\, [\eta(\xi) - \psi(2, \xi)]; \qquad (30)$$

— momentul în rigla cadrului înlocuitor, corespunzînd unei difragme cu goluri

$$M_{r2}(x) = \frac{1}{4} M_r(x) = 0{,}75\, Q\,(0)\, \Phi\,(2, \xi). \qquad (31)$$

Reducînd fiecare diafragmă cu goluri la două bare fictive, dintre care una se deformează numai prin încovoiere, iar cealaltă numai prin forfecare-lunecare, rigiditatea la lunecare a celei din urmă bare este, conform relaţiei (7),

$$GA = \frac{6\,E \cdot 0{,}0033}{3{,}00} = 0{,}0066\, E.$$

Folosind analogia între calculul structurii în ansamblu la acţiunea unui moment de răsucire şi calculul unui cadru înlocuitor, şi avînd, conform relaţiilor (9), (10),

$$GI_t = 0{,}0066\, E(2{,}92^2 + 2{,}08^2 + 7{,}08^2 +$$
$$+ 12{,}08^2) = 1{,}38\, E.$$

$$I_\omega = 12{,}5 \cdot 7{,}92^2 + 2 \cdot 0{,}8(2{,}92^2 + 2{,}08^2 + 7{,}08^2 +$$
$$+ 12{,}08^2) = 1120\ \mathrm{m}^6,$$

rezultă, pentru indicele de monolitism al cadrului înlocuitor considerat, conform relaţiei (17),

$$\alpha = 54{,}00 \sqrt{\frac{1{,}38\, E}{1120\, E}} = 1{,}9.$$

Dacă nu se ţine seamă de efectul dinamic al vibraţiilor de răsucire, bimomentul preluat de bara fictivă cu deformaţii de încovoiere-răsucire este ca atare, conform relaţiei (18),

$$B_s(x) = 2{,}08\, M(x) - 2{,}08\, Q(0) \cdot 54{,}00 \psi\,(1{,}9, \xi) =$$
$$= 2{,}08 \cdot 54{,}00\, Q(0)\, [\eta(\xi) - \psi\,(1{,}9, \xi)] =$$
$$= 112{,}30\, Q(0)\, [\eta(\xi) - \psi\,(1{,}9, \xi)],$$

iar momentul de răsucire, preluat de bara cu deformaţii de răsucire de tip Saint-Venant, este, conform relaţiei (19):

$$M_{t1}(x) = 2{,}08\, Q(x)\, \Phi\,(1{,}9, \xi).$$

Momentul de răsucire $M_t(x)$ provoacă atunci, conform relaţiilor (20), (21), (22), următoarele solicitări în elementele structurale:

— momentul în diafragma plină

$$M_{s1}(x) = \frac{7{,}92 \cdot 12{,}50}{1120} B_s\,(x) =$$
$$= 9{,}90\, Q(0)[\eta(\xi) - \psi(1{,}9, \xi)]; \qquad (32)$$

— momentul într-un element vertical al diafragmei cu goluri de la capătul construcţiei

$$M_{s2}(x) = \frac{12{,}08 \cdot 0{,}80}{1120} B_s(x) =$$
$$= 0{,}97\, Q(0)[\eta(\xi) - \psi(1{,}9, \xi)]; \qquad (33)$$

— momentul în rigla cadrului înlocuitor, corespunzînd diafragmei cu goluri de la capătul construcţiei

$$M_{r2}(x) = 3{,}00 \frac{12{,}08 \cdot 0{,}0066\, E}{1{,}38\, E} M_{t1}(x) =$$
$$= 0{,}360\, Q(0)\, \Phi(1{,}9, \xi). \qquad (34)$$

Suprapunînd solicitările corespunzînd relaţiilor (29), (30), (31), cu cele corespunzînd relaţiilor (32), (33), (34) (se observă că pentru diafragma plină această suprapunere este echivalentă cu o scădere, iar pentru diafragma cu goluri de la capătul construcţiei cu o adunare), se obţin solicitările totale în elementele structurale. În figura 3 *a*, *b*, *c* s-au reprezentat aceste solicitări, curbele de momente desenate cu linie întreruptă corespunzînd solicitărilor calculate prin relaţiile (29), (30), (31), iar curbele de momente desenate cu linie plină corespunzînd solicitărilor totale.

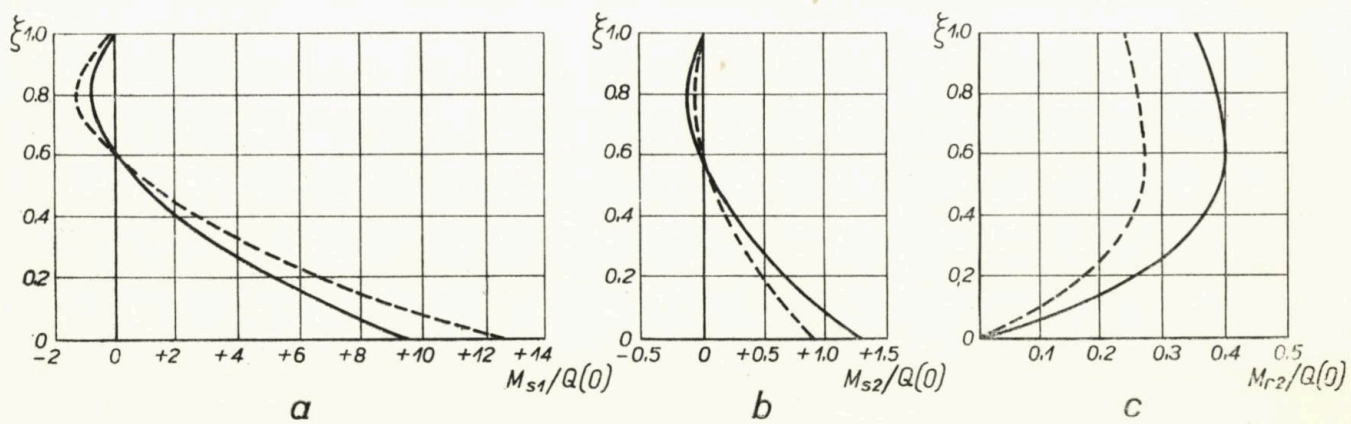


Fig. 3

BIBLIOGRAFIE

[1] AGENT R. : *Calculul diafragmelor cu goluri după metoda Albigés — Goulet este un calcul de diafragmă sau un calcul de cadru etajat?*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, 6/1965.

[2] ALBIGÉS M., GOULET J. : *Contreventement des bâtiments.* Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, 5/1960.

[3] BELEŞ A., IFRIM M. : *Elemente de seismologie inginerească.* Editura tehnică, Bucureşti, 1962

[4] CSONKA P. : *Beitrag zur Berechnung waagerecht belasteter Stockwerkrahmen.* Die Bautechnik, 7/1962.

[5] CSONKA P. : *Procedeu simplificat pentru calculul cadrelor etajate la încărcări date de vînt.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, 1/1966.

[6] DABIJA E. F. : *Calculul frecvenţelor şi formelor proprii de vibraţie ale structurilor etajate prin metoda matricei de transfer (Holzer).* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, 3/1969

[7] HANGAN M. : *Construcţii din beton armat.* Editura tehnică, Bucureşti, 1963.

[8] KEINTZEL E. : *Determinarea aproximativă a forţelor seismice şi a altor acţiuni dinamice la cadre multietajate.* Studii şi cercetări de mecanică aplicată, 3/1965.

[9] KEINTZEL E. : *Determinarea aproximativă a forţelor seismice la construcţii înalte cu diafragme.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, 6/1965.

[10] KEINTZEL E. : *Calculul simplificat al diafragmelor cu goluri nesimetrice la sarcini orizontale.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, 3/1968.

[11] KEINTZEL E. : *Calculul simplificat al conlucrării spaţiale a diafragmelor cu mai multe şiruri de goluri.* Studii şi cercetări de mecanică aplicată, 3/1969.

[12] KEINTZEL E. : *Metode simplificate pentru calculul construcţiilor multietajate.* Editura tehnică, Bucureşti, 1969.

13] KEINTZEL E. : *Un calcul spaţial simplificat al construcţiilor multietajate simetrice.* Construcţii şi materiale de construcţie, 3/1970.

[14] MÎRŞU O., VUC L. : *Metode de calcul al diafragmelor la acţiuni seismice.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, 6/1963.

15] ROSMAN R. : *Die statische Berechnung von Hochauswänden mit Öffnungsreihen,* Verlag Wilhelm Ernst. u. Sohn, Berlin, 1965.

[16] ROSMAN R. : *Statik und Dynamik der Scheibensysteme des Hochbaues.* Springer Verlag, Berlin, 1968.

17] ROSMAN R. : *Untersuchung von Hochhäusern mit Tragsystem aus einem mittingen Kern und raumabschliessenden Stockwerkrahmen.* Beton- und Stahlbetonbau 12, 1969.

Şedinţa de constituire a noului comitet I.A.S.S pentru rezervoare, silozuri şi conducte

În cursul lunii septembrie 1971 a avut loc la Weimar (R.D.G.) şedinţa de constituire a comitetului I.A.S.S. (Asociaţia internaţională pentru structuri cu plăci curbe subţiri) pentru rezervoare, silozuri şi conducte cu diametru mare, sub preşedinţia prof. dr. ing. Erhard Hampe. Activitatea acestui comitet urmează să se refere la :

— analizarea tendinţelor generale de dezvoltare şi informarea reciprocă asupra celor mai noi realizări în domeniul recipienţilor (rezervoare şi silozuri) şi al conductelor de diametru mare, sub aspect funcţional şi constructiv ;

— alcătuirea şi ţinerea la zi a unui catalog de soluţii moderne pentru aceste tipuri de construcţii, cuprinzînd date asupra caracteristicilor lor funcţionale, constructive şi tehnico-economice ;

— stabilirea unor criterii de optimizare a soluţiilor pentru construcţiile din categoriile de mai sus ;

— analiza comparativă a prescripţiilor de proiectare, calcul şi execuţie a recipienţilor şi conductelor, existente în diferite ţări.

Construcţiile care fac obiectul activităţii comitetului au fost clasificate în următoarele categorii, fiind în curs de alcătuire grupe de lucru pentru fiecare categorie în parte :

1. rezervoare de lichide, inclusiv cele de produse petroliere ;

2. rezervoare pentru gaze şi gaze lichefiate ;

3. silozuri şi alte tipuri de recipienţi pentru materiale friabile ;

4. conducte cu diametru mare.

Comitetul urmează să organizeze în fiecare an cîte un simpozion pe una din aceste categorii de construcţii. Primele simpozioane preconizate, ale căror date şi localităţi sînt deocamdată anunţate cu caracter informativ, sînt :

— Oct. 1972, la Southampton (Anglia) ..... rezervoare de produse petroliere ;
— 1973, la Wroclaw (R. P. Polonă)... silozuri ;
— 1974, la Linz (Austria)... conducte.

La un simpozion pot participa, în afară de membrii comitetului, oricare alte persoane de specialitate interesate în problema care face obiectul simpozionului respectiv şi care se înscriu pentru a prezenta referate. Raportul general se redactează de către grupa de lucru corespunzătoare din cadrul comitetului.

În afară de preşedinte, prof. dr. ing. E. Hampe (Weimar), şi de colaboratorii săi din R. D. Germană : ing. P. Schwesinger (Weimar) — secretar, ing. J. Franke (Leipzig), ing. H. Maas şi ing. K. Lüdemann (Halle), au fost invitaţi să facă parte din comitet şi au participat la şedinţa de constituire de la Weimar următorii — în ordinea alfabetică a ţărilor :

— Republica Arabă Egipt : Ing. M. Soliman, Cairo

— Austria : Dr. ing. G. Feder, Linz

— Canada : Prof. dr. ing. S. Simmonds, Edmonton

— R. S. Cehoslovacă : Prof. ing. V. Krupka, Brno

— R. D. Germană : Dr. ing. H. Rühle, Dresda

— R. F. a Germaniei : Prof. dr. ing. W. Zerna, Bochum

— Olanda : Prof. ing. B. W. Van der Vlugt, Eindhoven, şi ing. C. Bos, Delft

— R. P. Polonă : Prof. dr. ing. A. Mitzel, Wroclaw

— R. S. România : Conf. ing. R. Agent, Bucureşti

— R. P. Ungară : Dr. ing. Gy. Márkus, Budapesta.

Dintre membrii care şi-au mai anunţat participarea, dar nu au putut lua parte la şedinţa de constituire, sînt de menţionat : Prof. ing. Haidukov (U.R.S.S.), prof. ing. Paduart (Belgia) şi prof. ing. Tottenham (Anglia).

Comitetul poate coopta pe viitor membri corespondenţi sau asociaţi, pe diferite probleme.

Un nou sistem de îmbinare de rezistenţă la clădirile din panouri mari:

PRECOMPRIMAREA PE VERTICALĂ

Dr. ing. ION BRÎNZAN
INCERC

I. INTRODUCERE

Structurile de clădiri din panouri mari cu sistemul de îmbinare „pe conturul panourilor", care se execută în prezent în toată ţara după proiectele fostului I.P.C.T., prezintă unele dezavantaje importante determinate de tipul de îmbinare, cum ar fi:

— multe mustăţi de armătură pe conturul panourilor, ceea ce complică tehnologia de confecţionare şi asamblare a panourilor;

— volum mare de procese umede şi de suduri pe şantier;

— consumuri importante de manoperă etc.

În preocuparea de a reduce dezavantajele sistemului actual de îmbinare şi pentru a spori siguranţa clădirilor din panouri mari la solicitările dinamice din acţiunea seismică, începînd din anul 1969, la INCERC, s-au efectuat studii şi cercetări experimentale privind un nou sistem de îmbinare a panourilor de pereţi care compun diafragmele verticale antiseismice, şi anume „îmbinarea prin precomprimare pe verticală" (fig. 1).

Conlucrarea spaţială a diafragmelor verticale precomprimate, care alcătuiesc structura de rezistenţă a clădirilor, se realizează, ca şi în cazul clădirilor obişnuite din panouri mari, prin intermediul planşeelor, considerate şaibe orizontale rigide. Planşeele sînt alcătuite din panouri mari prefabricate asamblate pe contur prin îmbinări obişnuite (centuri de monolitizare).

La acest sistem de îmbinare, legăturile orizontale între panourile de pereţi se realizează numai la nivelul planşeelor, prin intermediul centurilor de monolitizare; ca urmare, panourile rezultă fără mustăţi de armătură pe contur, ceea ce simplifică tehnologia de confecţionare a acestor panouri şi elimină operaţiile de sudare a armăturilor pe şantier (fig. 1). În plus, îmbinarea prin precomprimare pe verticală conferă structurilor din panouri mari siguranţă sporită la solicitările din cutremure, datorită creării unei stări permanente de eforturi de compresiune în rosturile orizontale dintre panourile de pereţi, ceea ce va permite extinderea în ţara noastră a procedeului de execuţie în panouri mari şi la clădiri cu multe niveluri.

În cele ce urmează se prezintă studiile şi cercetările experimentale efectuate în INCERC cu privire la comportarea la solicitări orizontale statice a unor modele de structuri în mărime naturală, din panouri mari asamblate prin precomprimare pe verticală. *.

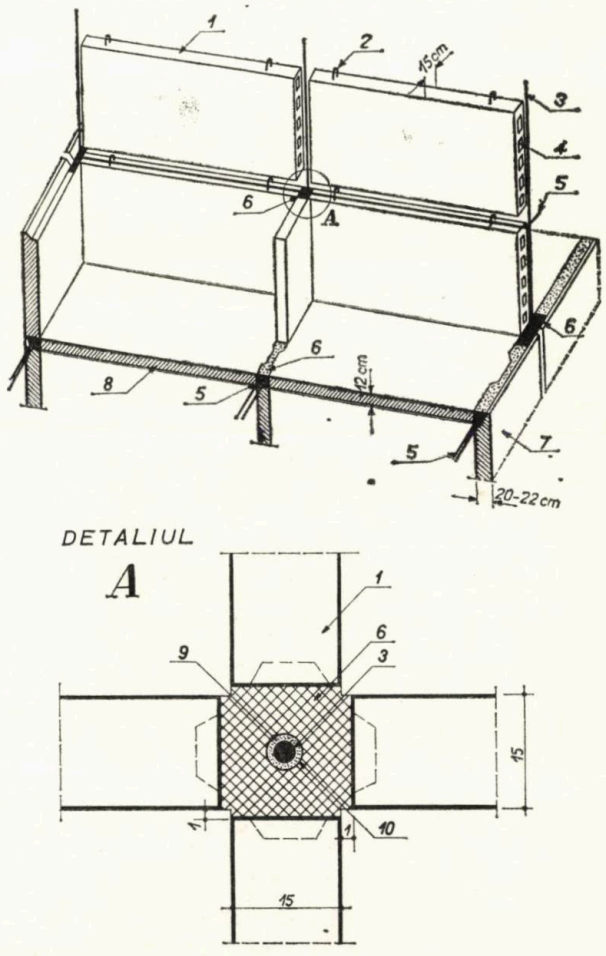


Fig. 1 — Schema sistemului de asamblare prin precomprimare pe verticală a clădirilor din panouri mari: 1-panou de perete interior; 2-bucle; 3-bare sau fascicule; 4-nişe; 5-armătura montată pe şantier; 6-beton turnat; 7-panou perete exterior; 8-panou de planşeu; 9-pastă de ciment injectată; 10-tub PVC.

* Efectuarea încercărilor şi interpretarea rezultatelor obţinute s-au făcut cu concursul ing. E. Rüber din cadrul Secţiei beton precomprimat din INCERC.

Aceste cercetări sînt o continuare a studiilor şi cercetărilor efectuate la INCERC în anul 1969 [3].

Se menţionează că, paralel cu experimentările statice care vor fi prezentate în acest material, s-au efectuat şi experimentări cu solicitări dinamice pe modele de diafragme verticale, la scara 1/4, din panouri mari asamblate prin precomprimare, după o schemă

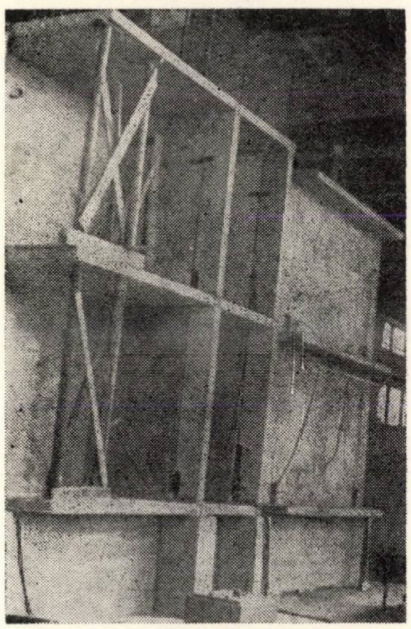


Fig. 2 b — Modelele de structură pe standul de încercare

similară cu cea folosită la încercările anterioare [2], pe modele de diafragme avînd dimensiuni identice.

II. CERCETĂRI EXPERIMENTALE

Caracteristicile modelelor experimentale

Cercetările experimentale cu solicitări statice s-au efectuat pe două modele de structură (celule) la scară naturală, din panouri mari asamblate prin precomprimare pe verticală (fig. 2a, b). Modelele de structură au avut partiuri diferite şi au fost alcătuite dintr-o fundaţie comună (subsol) din beton armat monolit şi două niveluri din panouri mari prefabricate.

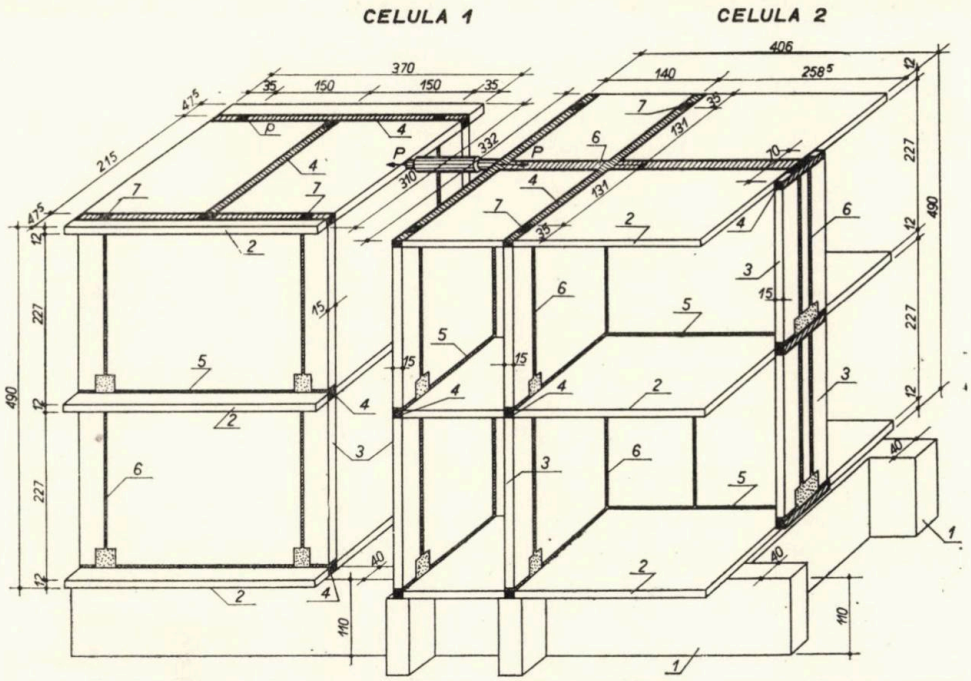


Fig. 2 a — Modelele de structură (celule) experimentale din panouri mari îmbinate prin precomprimare — Schema de alcătuire: 1-fundaţie; 2-planşee; 3-pereţi; 4-beton turnat în centuri; 5-mortar M 100; 6-mortar de ciment injectat; 7-punete de precomprimare; p-plăci de repartiţie; P-presă.

Panourile de pereţi ai celulelor s-au executat cu grosimea de 15 cm, fără armătură pe contur, cu excepţia unor mustăţi sub formă de bucle pe laturile orizontale superioare şi cu nişe pe laturile verticale, iar panourile de planşeu, avînd grosimea de 12 cm, s-au executat cu profilaţii şi mustăţi pe contur în vederea monolitizării lor în cadrul planşeului (fig. 1).

Montarea panourilor de pereţi şi de planşeu, în celulele experimentale, s-a făcut după procedeele folosite în practica curentă de execuţie a clădirilor din panouri mari, cu rezemarea lor „în uscat" (prin intermediul unor martori de lemn), fixarea în poziţie verticală cu dispozitive de fixare provizorie (tiranţi extensibili) şi matarea unui mortar M 100 în rosturile orizontale dintre panouri.

Precomprimarea pe verticală a celor două celule experimentale, încercate cu solicitări statice, s-a făcut în cîte 6 puncte (fig. 2 *a*), cu bare Ø 25 din oţel superior (PC 90 sau 41 MOC 11), avînd capetele ambutisate sau filetate. Continuitatea barelor pe fiecare nivel a fost asigurată cu „piese de legare" în formă de

casete, în cazul barelor cu capete ambutisate, și cu piulițe la barele filetate (fig. 3*a**, 3*b*).

Prinderea armăturii pretensionate, la nivelul planșeelor peste subsol, s-a asigurat prin bare Ø 25 ambutisate, respectiv filetate, ancorate în fundație prin aderență (fig. 3*a*).

Precomprimarea celulelor s-a făcut de pe ultimul planșeu, succesiv în fiecare punct de îmbinare, și simultan pe cele două niveluri.

În varianta cu bare ambutisate la capete, armătura s-a tensionat cu ajutorul unui dispozitiv alcătuit din două prese de 15 t, acționînd

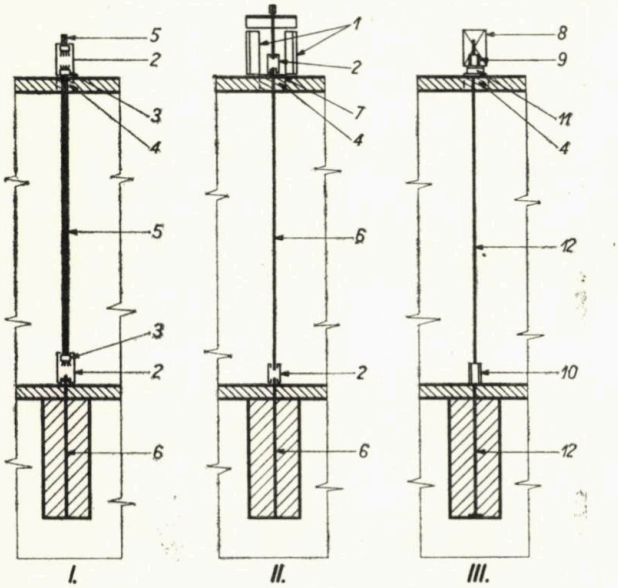


Fig. 3 a — Variante de îmbinare prin precomprimare folosite la experimentări.
I — cu fascicule 12Ø5 SBP.
II — cu bare Ø 25 din oțel PC 90 ambutisate la capete
III — cu bare Ø25 din oțel neted 41 MOC 11 cu capete filetate
1-prese 15 tf; 2-piese de legătură; 3-ancoraj-inel-con; 4-plăci de repartiție; 5-fascicule SBP; 6-bare Ø 25 PC 90 cu capete ambutisate; 7-pachet de șaibe metalice; 8-presă 40 tf; 9-piuliță de blocare; 10-piuliță mufă; 11-placă de ancoraj; 12-bară de oțel 41 MOC 11.

un jug care, prin intermediul unei tije filetate, trage piesa de legare a armăturii.

În varianta cu bare filetate și piulițe, tensionarea s-a făcut cu o presă specială proiectată și executată în cadrul INCERC (fig. 3 *a*-III).

Precomprimarea pe verticală s-a făcut numai după ce rezistența pe cuburi (cu latura de 10 cm) a betonului turnat în centuri a atins minimum 150 kgf/cm^2. Această rezistență s-a obținut, în general, după 3—4 zile de la turnare, folosind ciment RIM. La precomprimare, rezistența minimă pe cuburi cu $l = 10$ cm a avut valori cuprinse între 150 — 280 kgf/cm^2, în panourile de pereți și planșee, și 40 — 100 kgf/cm^2 în mortarul matat în rosturile orizontale.

Pozarea barelor de precomprimare în rosturile verticale dintre panourile de pereți s-a făcut după turnarea centurilor de monolitizare prin introducerea lor de sus în jos prin găurile practicate în centuri (fig. 4).

* Varianta de precomprimare cu fascicule SBP arătată în fig. 3 *a* I a fost folosită numai la experimentările din prima etapă [3].

Forța maximă de tensionare pentru barele Ø 25 PC 90 a fost de 25 tf/bară, iar pentru barele Ø 25 din oțel 41 MOC 11 de 20 tf/bară. Tensionarea s-a făcut în patru trepte. La fiecare treaptă s-au măsurat deformațiile betonului și armăturii cu tensometre electrice rezistive (fig. 7).

La îmbinarea cu bare cu capete ambutisate, blocarea s-a făcut prin pachete de șaibe metalice, iar la îmbinarea cu bare netede filetate, prin strîngerea piulițelor cu o cheie cu clichet (fig. 3 *a*, 3 *b*).

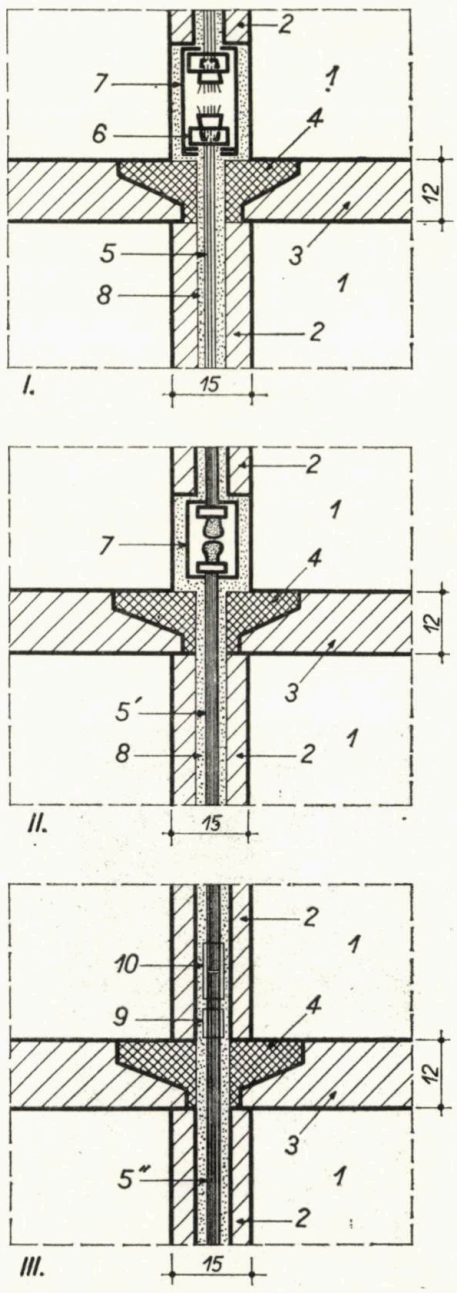


Fig. 3 b — Detalii de îmbinare prin precomprimare în cele trei variante:

1,2-panou de perete interior; 3-panou de planșeu; 4-centură B 300; 5-fascicule SBP; 5′-bară de oțel PC 90 cu capete ambutisate; 5″-bară de oțel 41 MOC 11 cu capete filetate; 6- ancoraj inel-con; 7-piese de legătură; 8-pastă sau mortar de ciment injectat; 9-piuliță de blocare; 10-piuliță mufă.]

După terminarea lucrărilor de precomprimare, s-a executat monolitizarea rosturilor verticale dintre panourile de pereți ai celulelor experimentale, în vederea asigurării continuității pereților și protecției împotriva coroziunii armăturilor pretensionate.

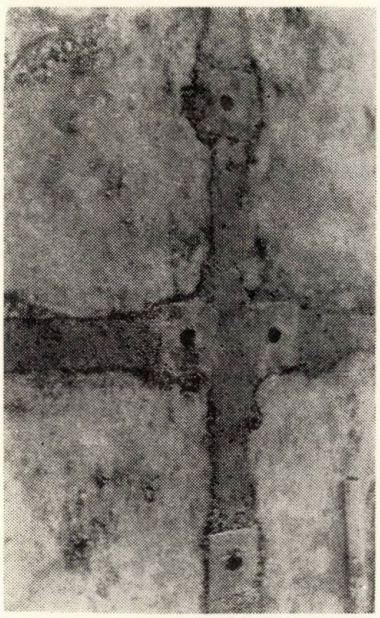


Fig. 4 — Vedere a centurii de monolitizare a planșeului

Monolitizarea rosturilor verticale s-a făcut cu mortar de nisip și ciment (raport 1 : 1) de consistență fluidă, folosind injectarea sub presiune de jos în sus, cu o pompă de mortar acționată electric.

Rosturile verticale au fost închise, înainte de injectare, cu cofraje demontabile etanșe executate din placaj de tegofilm, căptușite la fața interioară cu covor de cauciuc lipit cu „Prenadez" și prevăzut la partea superioară și inferioară cu dispozitive de presare pe tavan, respectiv pe podea (fig. 5).

Umplerea unui rost prin injectare mecanică, pe înălțimea de 4,90 m a suprastructurii celulelor, a durat mai puțin de un minut, iar calitatea monolitizărilor a fost foarte bună.

SECȚIUNEA 1-1

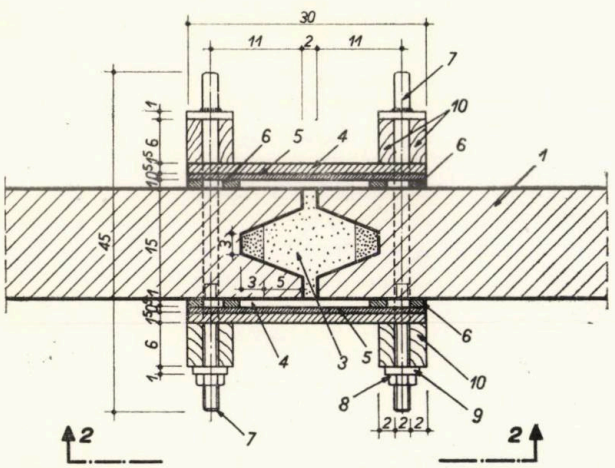
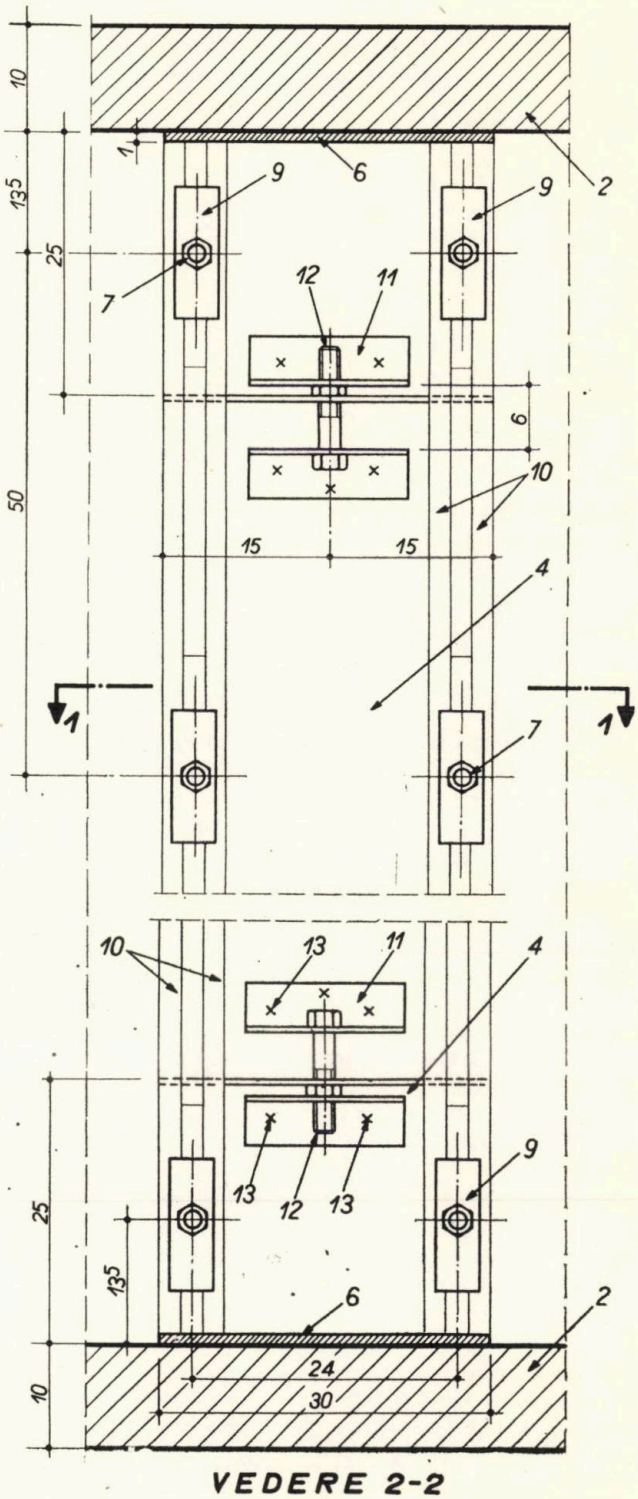


Fig. 5 — Cofraj de închidere etanșă a rosturilor verticale: 1-panou de perete; 2-panou de planșeu; 3-pastă sau mortar de ciment injectat; 4-placaj tegofilm 1,5 cm; 5-cauciuc 0,5 cm; 6-benzi de cauciuc moale; 7-șuruburi de strîngere; 8-piuliță; 9-șaibe metalice; 10-chingi de rigidizare; 11-corniere; 12, 13-șuruburi.

Încercarea modelelor de structură experimentale

Obiectivele urmărite prin efectuarea acestor încercări s-au referit în principal la:

— starea de eforturi și de deformație în diferite stadii de solicitare, pînă la epuizarea



VEDERE 2-2

capacității portante a modelelor de structură;

— modul cum îmbinarea prin precomprimare pe verticală, împreună cu monolitizările din rosturile verticale dintre panourile de pereți și din centurile planșeelor, asigură conlucrarea spațială pînă la epuizarea rezervelor de rezistență a diafragmelor verticale și orizontale care alcătuiesc structura modelelor experimentale;

— efectul creării stării permanente de eforturi de compresiune în rosturile orizontale ale diafragmelor verticale;

— concordanța care există între valorile teoretice și experimentale ale eforturilor și deformațiilor.

— tensiunile în armătura de precomprimare și în beton în diverse puncte ale diafragmelor verticale, cu traductoare electrice rezistive (fig. 7).

La încercarea pînă la rupere a modelelor de structură s-a urmărit, de asemenea, procesul de apariție și dezvoltare a fisurilor în beton.

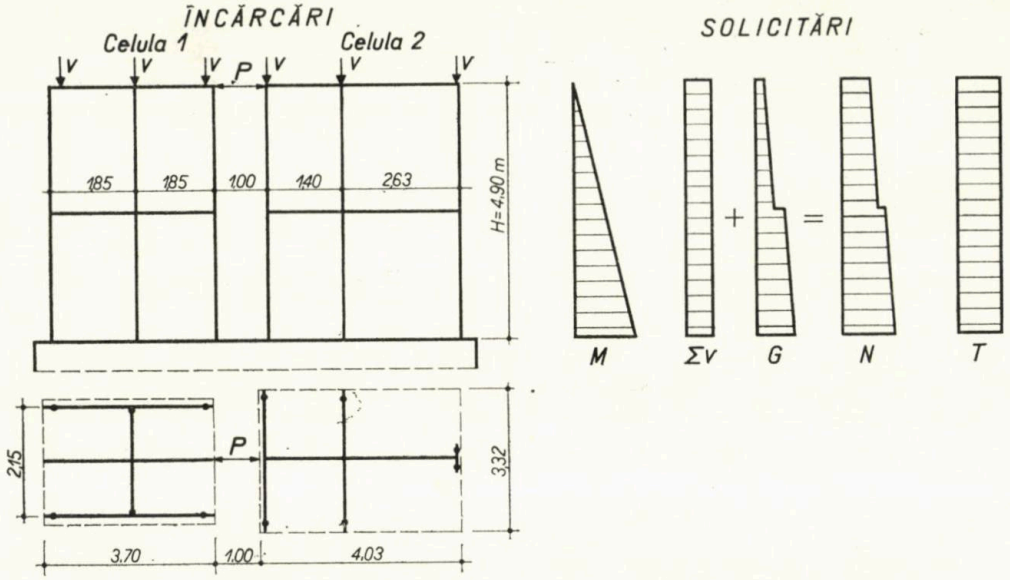


Fig. 6 — Schema statică de calcul a celulelor experimentale precomprimate.

Încercarea la forțe orizontale, statice, a celor două celule experimentale, construite alăturate, pe o fundație comună, s-a făcut în conformitate cu schema arătată în fig. 2 *a*. Schema de calcul a lor a rezultat ca în fig. 6.

Celulele, considerate încastrate în fundație și avînd secțiuni compuse și diferite, au fost solicitate simultan de o forță orizontală statică P, aplicată concentrat la nivelul planșeelor peste ultimul nivel, pe linia care unește centrele de greutate ale acestor planșee.

Solicitarea modelelor de structură s-a făcut progresiv pînă la rupere, în trepte de 10 tf, 20 tf, 30 tf, 40 tf, 50 tf și 55 tf, cu o presă de 100 tf capacitate, acționată de o pompă electrică.

Înregistrarea forței dezvoltate de presă s-a făcut cu o punte TEPIC IT_1 racordată la o doză electrică așezată în capătul presei.

În timpul încercărilor statice s-au măsurat și înregistrat:

— deplasările orizontale de ansamblu (săgețile) ale celulelor, în cîte șase puncte, cu comparatore cu fir 1/10 mm;

— lunecările planșeelor față de pereți în cîte trei puncte la fiecare celulă, cu comparatoare cu tijă 1/100 mm;

III. REZULTATELE OBȚINUTE ȘI INTERPRETAREA LOR

Rezultatele cercetărilor efectuate pînă în prezent la INCERC au arătat posibilitatea realizării precomprimării pe verticală a clădirilor din panouri mari pe unul sau mai multe niveluri, atît cu fascicule SBP, cît și cu bare din oțel superior ($\sigma_r \geqslant 9\,000$ kgf/cm²) cu capetele ambutisate sau filetate. Costul a fost aproximativ egal în cele trei soluții.

În ceea ce privește variația eforturilor în beton sub acțiunea precomprimării, la experimentări s-a putut face numai observația de ordin calitativ, că deformațiile sînt aproximativ uniforme pe secțiune și, ca urmare, distribuția eforturilor din precomprimare poate fi considerată, în calcul, uniformă pe întreaga secțiune. Experimentările de monolitizare, prin injectare cu mortar de ciment, a rosturilor verticale dintre panourile de pereți, au ilustrat eficacitatea tehnică a sistemului de închidere etanșă folosit (fig. 5), însă rămîne deschisă problema realizării unui cofraj mai economic, la care să fie eliminate găurile din panouri pentru fixarea cu buloane.

La data încercării cu solicitări statice a modelelor de structură, rezistența betonului în panourile prefabricate de pereți și planșee, determinată pe cuburi cu $l = 10$ cm, a avut valori cuprinse între 150 — 390 kgf/cm². În mortarul de poză din rosturile orizontale, rezistențele pe astfel de cuburi au avut valori cuprinse între 70 — 110 kgf/cm², iar în mor-

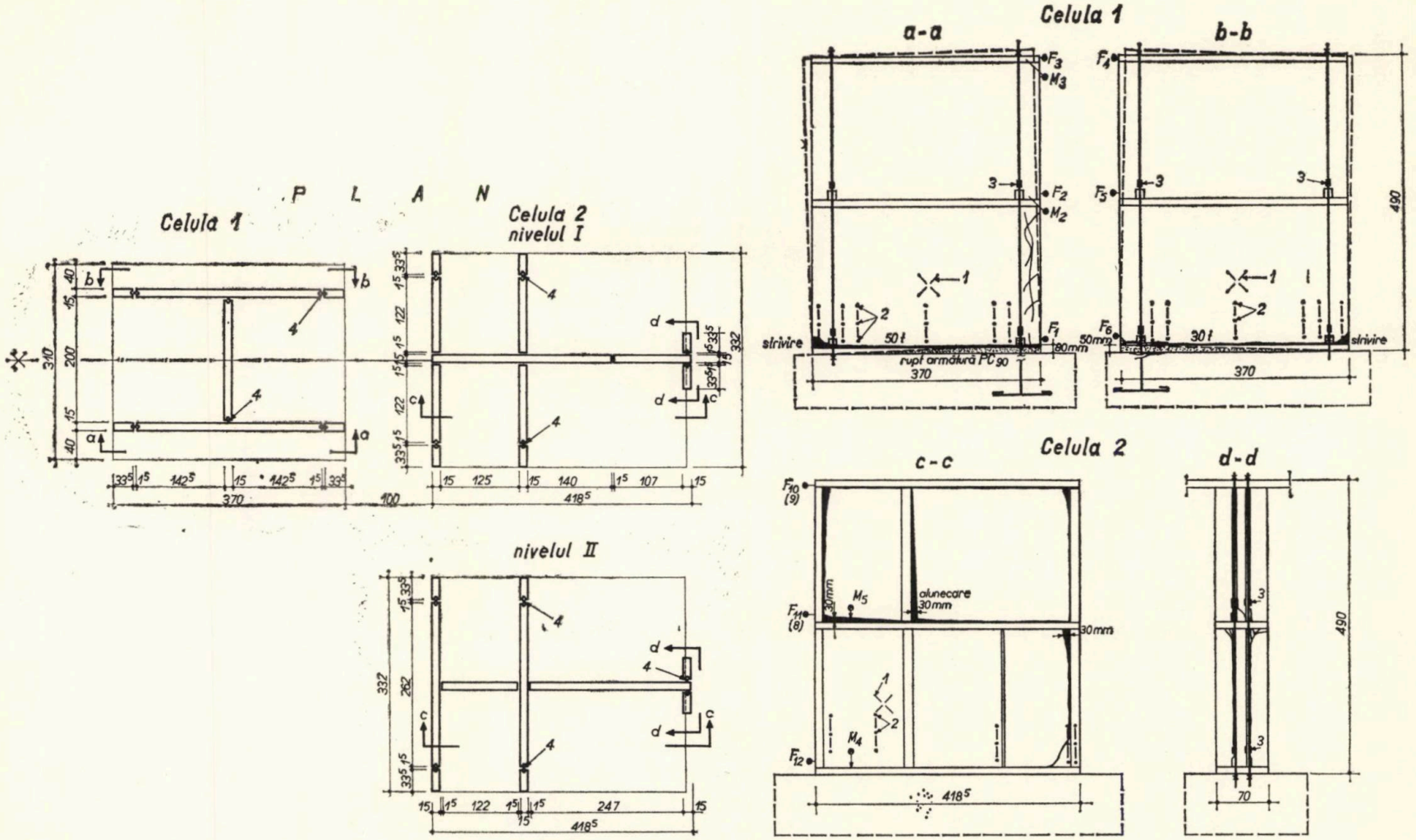


Fig. 7 — Releveul fisurilor şi poziţia aparatelor de măsură la celulele experimentale:
1-traductoare electrice rezistive pe beton; 2-punete de măsurare cu deformetrul; 3-traductoare electrice rezistive pe armătura pretensionată; 4-armătură pretensionată. P — forţa orizontală; $F_{1\cdots12}$ — comparatoare cu fir; $M_{1\cdots5}$ — comparatoare cu tijă.

tarul injectat în rosturile verticale între 280 — — 365 kgf/cm².

Rezistențele de curgere, în barele de oțel PC 90 folosit, s-au situat în jurul valorii de 5600 kgf/cm², iar cele de rupere au fost cuprinse între 7000—10 000 kgf/cm².

Cele două modele de structură încercate simultan s-au comportat cu totul diferit, datorită în special alcătuirii lor diferite (fig. 2 și 7).

Astfel, la celula 1, primele fisuri vizibile au apărut la trepte de încărcare ridicate (la exploatare), în rostul orizontal de la nivelul planșeului peste subsol, în secțiunea de contact dintre panourile prefabricate și mortarul de pozâ așezat la montaj (fig. 7), și nu la treapta la care efortul în fibra extremă a zonei întinse a acestei secțiuni devine zero. Apariția mai tîrzie a fisurilor este numai aparentă, întrucît rezistența la întindere în secțiunile dintre mortar și panouri este practic nulă, iar fisurarea în rosturi n-a putut fi urmărită deoarece aceste rosturi sînt inaccesibile.

La celula 2, datorită modului de concepție a structurii (cum se va arăta mai jos), primele fisuri vizibile au apărut la trepte de încărcare reduse, în zona întinsă a secțiunii din rostul orizontal de la nivelul planșeului peste subsol (fig. 7).

Se menționează că numărul fisurilor a fost destul de redus la ambele celule experimentale, iar deschiderea maximă a lor n-a depășit 1 mm, pînă aproape de rupere.

În ceea ce privește capacitatea portantă, la celula 1, aceasta s-a epuizat din încovoiere în secțiunea de încastrare în fundație, prin ruperea armăturii (două bare Ø 25 PC 90), situată în marginea zonei întinse a secțiunii celulei, și distrugerea betonului prin compresiune în fibrele extreme ale zonei comprimate (fig. 7). Modul de rupere a celulei 1 este caracteristic elementelor încovoiate din beton slab armat [5] și în concordanță cu ipotezele de calcul admise inițial, deoarece celula lucrează ca un element spațial monolit, efortul de precomprimare și monolitizările, din rosturile verticale și din centurile orizontale, asigurînd o bună conlucrare cu armătura și cu elementele prefabricate componente.

La celula 2, epuizarea capacității de rezistență a avut loc prin lunecarea în rosturile orizontale dintre panourile pereților de la nivelul II și planșeul peste nivelul I (fig. 7), la cca 30 % din capacitatea portantă teoretică la încovoiere a acestei celule.

Se menționează că după distrugerea prematură a celulei 2, a fost solicitată în continuare celula 1, în același mod pînă la rupere, prin intermediul unei culee metalice executată în acest scop.

În figura 7 se vede cum panourile de la etaj, ale peretelui longitudinal al celulei 2, au alunecat pe planșeul peste parter care a rămas practic în poziția inițială, antrenînd în deplasare pereții transversali și planșeul superior. În afară de aceasta, planșeul superior s-a desprins și s-a fisurat puternic.

Acest mod de rupere a celulei 2 era de prevăzut, întrucît alcătuirea structurală a acestei celule și în special amplasarea punctelor de precomprimare în plan (fig. 2 *a* și 7) au fost intenționat proiectate astfel, pentru a se constata efectul de așezare „intercalată" („țesută") de la un nivel la altul, a panourilor de pereți (fig. 7). În peretele longitudinal nu s-a prevăzut nici o îmbinare prin precomprimare pe verticală, continuitatea acestui perete și conlucrarea lui cu pereții ortogonali fiind asigurate numai de legătura cu planșeele, prin centuri și de mortarul introdus, după precomprimare, în rosturile verticale.

Față de modul de distrugere a celulei 2 este necesar ca la elaborarea proiectelor pentru astfel de clădiri, amplasarea punctelor de precomprimare în planul construcției să fie judicios concepută pentru a se asigura continuitatea și conlucrarea spațială a tuturor diafragmelor verticale portante ale structurii. Dispunerea „țesută" a panourilor prefabricate, în pereții portanți, nu poate înlocui îmbinările prin precomprimare și duce la pierderea prematură a capacității de rezistență a construcției.

Determinarea eforturilor și deformațiilor în diferite stadii de solicitare a celulelor experimentale s-a făcut pe baza caracteristicilor reale ale materialelor folosite (beton și armătură).

Calculul capacității portante la încovoiere (M_r), pentru celula 1, s-a făcut în ipoteza conlucrării perfecte între elementele componente ale celulei, în conformitate cu schema din fig. 8,

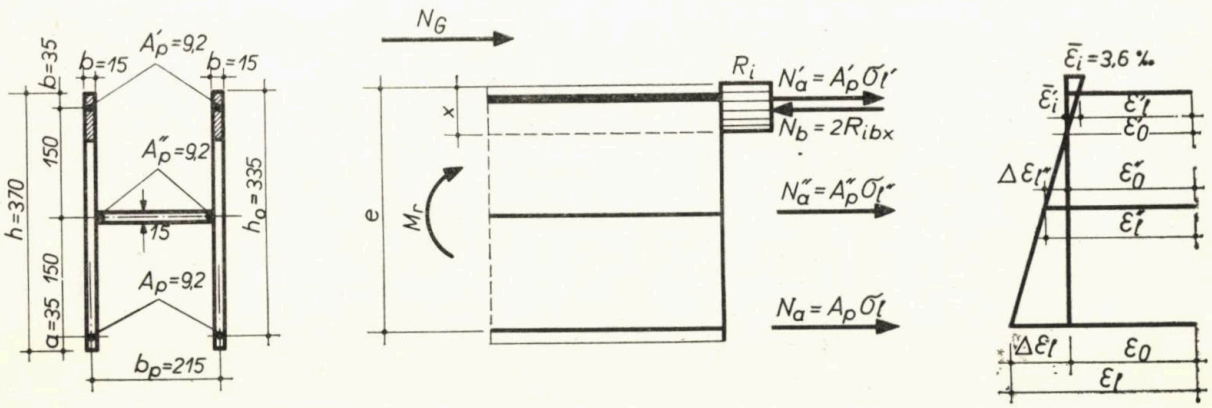


Fig. 8 — Schema de efortul unitare normale în stadiul de rupere din încovoiere la celula 1.

luîndu-se în considerare, pentru acest stadiu de solicitare, diagrama simplificată (dreptunghiulară) pentru eforturile unitare normale din zona comprimată de beton, valabilitatea ipotezei secţiunilor plane şi o deformaţie specifică la

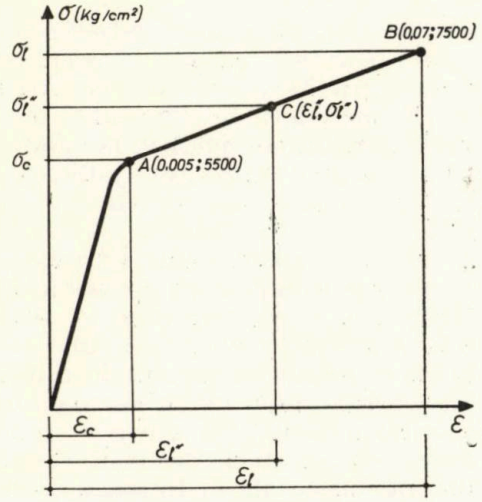


Fig. 9 — Diagrama caracteristică a oţelului folosit la experimentări.

compresiune din încovoiere a betonului, $\bar{\varepsilon}_i = 3{,}6$ % [5].

Cu notaţiile din fig. 8 şi ţinînd seama că poziţia axei neutre $x < 2a'$ [4], momentul încovoietor de rupere (M_r), în secţiunea de încastrare în fundaţie a celulei 1, este dat de relaţia :

$$M_r = N_a (h_0 - a') + N_a'' (0{,}5\, h - a'). \quad (1)$$

Pentru determinarea forţelor N_a şi N_a'', care se dezvoltă în armăturile tensionate A_p şi respectiv A_p'' în stadiul de rupere (fig. 8), s-a luat în considerare diagrama caracteristică a oţelului PC folosit (fig. 9). În intervalul de la atingerea rezistenţei de curgere (σ_c) şi pînă la cea de rupere (σ_l) s-a admis o variaţie liniară a funcţiei $\sigma = f(\varepsilon)$.

Pentru celula 2 s-a calculat capacitatea portantă la lunecare (forţa de frecare) în rostul orizontal de la nivelul superior al planşeului peste parter, unde s-a produs ruperea prin lunecare în conformitate cu schema prezentată în fig. 10, şi ţinînd seama de pierderile de efort reale în barele tensionate.

Forţa de lunecare capabilă la nivelul planşeului peste parter este dată de relaţia :

$$P_{cap} = c \cdot N, \quad (2)$$

în care c este coeficientul de frecare şi

N — forţa normală totală din : greutate proprie, precomprimare şi încovoiere, distribuită ca în fig. 10.

În tabelul 1 sînt prezentate valorile teoretice şi experimentale ale forţei orizontale (P) şi momentului încovoietor în stadiul de rupere a celor două modele experimentale de structură.

Valorile săgeţilor experimentale (deplasările orizontale) au fost comparate cu valorile stabilite prin calcul, cu relaţiile cunoscute din rezistenţa materialelor, în conformitate cu schema din figura 6, ca pentru grinzi-console* ţinînd seama de solicitările din momentele încovoietoare şi forţele tăietoare şi de deformaţia fundaţiei celulelor.

Tabelul 1

Valori ale forţei orizontale şi momentului încovoietor în stadiul de rupere şi ale săgeţilor maxime (la nivelul ultimului planşeu) la treapta P = 30 tf, la celulele experimentale

Celula experimentală	Valori teoretice			Valori experimentale			Obs.
	P_r (tf)	M_r (tfm)	Săgeţi (mm)	P_r (tf)	M_r (tfm)	Săgeţi (mm)	
1	58,5	286,5	3,8	55	270	4,07	
2	105 (32,4)	517 (77)	4,0	— (31)	— (75)	5,2	Ruperea s-a produs prin lunecare în rosturi

Observaţie. $P = 30$ tf reprezintă sarcina de exploatare pentru celula 1 şi cca 60 % din sarcina de exploatare la celula 2. Cifrele din paranteze corespund treptei de rupere prin lucrare a celulei 2.

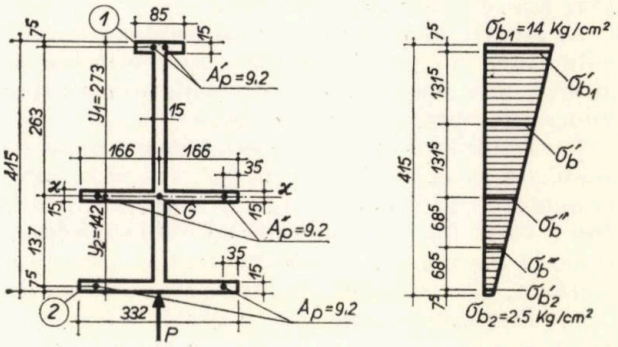


Fig. 10 — Schema de eforturi normale la celula 2, în momentul ruperii prin lunecare.

În fig. 11 este prezentată alura deformaţiei celulelor la diferite trepte de încărcare, iar în tabelul 1 valorile teoretice şi experimentale maxime ale săgeţilor la treapta $P = 30$ tf. Din tabelul 1 şi din figura 11 se constată o concordanţă satisfăcătoare a valorilor eforturilor şi deformaţiilor experimentale cu cele teoretice calculate cu metodele teoriei betonului armat şi precomprimat şi ale rezistenţei materialelor.

* În cazul grinzilor-console, valorile tensiunilor şi deplasărilor stabilite prin metodele rezistenţei materialelor coincid cu cele stabilite prin teoria elasticităţii, indiferent de valoarea raportului dimensiunilor în planul de solicitare al consolei [6].

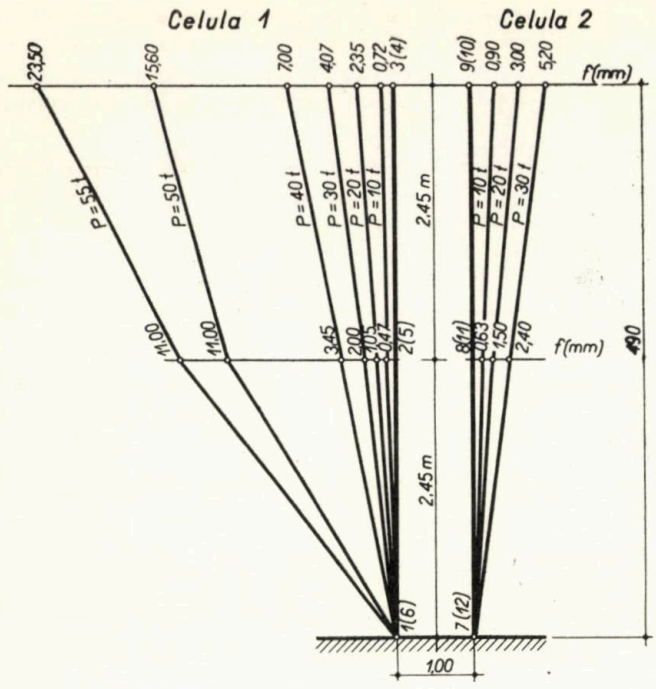


Fig. 11 – Săgeţi medii la diferite trepte de încărcare a celulelor experimentale.

IV. CONCLUZII

Principalele concluzii de interes practic ce se desprind din experimentările efectuate cu solicitări statice sînt următoarele :

a) Distribuţia eforturilor de compresiune din solicitarea de precomprimare, pe secţiunile orizontale ale diafragmelor verticale ale structurilor, este aproximativ uniformă.

b) Îmbinarea prin precomprimare poate fi realizată în oricare din cele trei variante experimentate (fig. 3*a*, 3*b*), cea mai corespunzătoare fiind varianta de îmbinare cu piuliţă, întrucît duce la pierderi mai mici de efort la blocare şi, implicit, la sporirea siguranţei construcţiei.

c) Experimentările au ilustrat eficacitatea tehnică a cofrajului de închidere etanşă folosit, însă este indicată simplificarea prinderii de pereţi a acestui cofraj.

d) Îmbinarea prin precomprimare pe verticală şi monolitizările verticale şi din centuri, corect executate, asigură continuitatea şi conlucrarea spaţială, pînă la rupere, a tuturor diafragmelor verticale portante ale structurii din panouri mari, dacă amplasarea punctelor de precomprimare în planul partiului de arhitectură al construcţiei se face judicios (ca în cazul celulei experimentale 1). În aceste condiţii, structurile din panouri mari cuprinzînd diafragme verticale portante, la care raportul dimensiunilor în planul de solicitare, $H/a > 1{,}3$, se distrug din încovoiere în secţiunea de moment maxim (în rostul orizontal dintre subsol şi planşeul peste subsol), prin ruperea la întindere a armăturii tensionate situată în marginea zonei întinse a secţiunii structurii şi distrugerea imediată a betonului în fibrele extreme ale zonei comprimate (în cazul folosirii unor procente mici de armare). Dispunerea „ţesută" a panourilor prefabricate în pereţii portanţi nu poate înlocui îmbinările prin precomprimare pe verticală, aşa cum a dovedit modul de rupere a celulei 2.

e) Concordanţa, în general satisfăcătoare, a rezultatelor teoretice cu cele experimentale, în privinţa stării de solicitare (eforturi şi deformaţii) la modelele de structură încercate dovedeşte valabilitatea aplicării, la acest tip de structuri (cu o precomprimare judicioasă), a metodelor de calcul ale rezistenţei materialelor şi teoriei betonului armat şi precomprimat.

În încheiere, se poate spune că sistemul de îmbinare prin precomprimare pe verticală conferă clădirilor din panouri mari o siguranţă sporită la solicitările dinamice din acţiunea seismică sau de expulzare (din explozii de gaze), datorită măririi domeniului de comportare elastică a structurii, prin crearea unei stări permanente de eforturi de compresiune în secţiunile orizontale ale diafragmelor verticale antiseismice. Aşadar, prin aplicarea acestui nou sistem de îmbinare care sporeşte siguranţa construcţiei se creează posibilitatea extinderii în ţara noastră a procedeului de execuţie din panouri mari şi la clădirile cu multe niveluri amplasate în zone seismice.

Sistemul de îmbinare prin precomprimare satisface şi condiţia de alcătuire simplă a panourilor, întrucît acestea rezultă fără mustăţi de armătură pe contur şi, în plus, oferă un înalt grad de industrializare a lucrărilor de execuţie pe şantier.

Experimentările cu solicitări dinamice pe modele de diafragme din panouri mari asamblate prin precomprimare, menţionate în cap. I, au ilustrat, de asemenea, eficienţa tehnică a acestui sistem de îmbinare şi comportarea bună (fără apariţia unor degradări semnificative) a modelelor experimentale, pînă la solicitarea maximă.

BIBLIOGRAFIE

[1] Brînzan I. :*Folosirea precomprimării la asamblarea pereţilor clădirilor din panouri mari prefabricate.* Broşura INCERC „Studii şi cercetări beton armat şi precomprimat" nr. 1, 1965.

[2] Brînzan I., Şerbănescu G., Sandi H. : *Rezultatele unor cercetări experimentale efectuate cu solicitări dinamice pe diafragme de beton monolit şi din panouri mari prefabricate cu diferite sisteme de îmbinare.* „Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii" nr. 11, 1969.

[3] Brînzan I. : *Rezultatele unor cercetări experimentale privind folosirea precomprimării la asamblarea clădirilor din panouri mari.* Comunicare prezentată la sesiunea ştiinţifică jubiliară INCERC — aprilie 1971.

[4] Avram N. C. : *Curs de beton armat. Partea a II-a.* Litografia învăţămîntului, Timişoara, 1955.

[5] Avram N. C., Filimon I. : *Curs de beton armat. Partea a III-a.* Ed. de stat didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1962.

[6] Teodorescu P. P. : *Probleme plane în teoria elasticităţii, vol. I.* Editura Academiei R.P.R., 1960.

PROBLEME LEGATE DE MĂRIREA EFICIENȚEI ECONOMICE A INVESTIȚIILOR ÎN CONSTRUCȚII

prin îmbunătățirea activității referitoare la elaborarea și utilizarea indicilor tehnico-economici

Ing. FLORIN PLEȘOIANU
Sectorul îndrumare și sinteză
din Ministerul Construcțiilor Industriale

În condițiile avîntului economic, deosebit de intens, care caracterizează dezvoltarea țării noastre pe drumul construirii societății socialiste multilateral dezvoltate se pune tot mai insistent problema realizării, cu cît mai puține resurse, de noi produse, obiective economice etc., prin aceasta urmărindu-se sporirea eficienței investițiilor.

Așa cum este subliniat în documentele Congresului al X-lea al P.C.R., „se cere o înaltă responsabilitate în gospodărirea fondurilor considerabile ce se alocă pentru investiții".

Sporirea eficienței investițiilor nu se poate însă realiza fără aplicarea unui regim sever de economii, stabilit printr-o organizare judicioasă a producției.

Pentru a se obține cît mai multe economii, o atenție deosebită trebuie acordată compartimentelor unde se înregistrează consumurile cele mai mari de resurse.

Din acest punct de vedere, problema gospodăririi investițiilor de natura lucrărilor de construcții-montaj, care reprezintă aproape 50% din totalul investițiilor, este de o însemnătate primordială.

Importanța pe care o are lupta pentru economii în construcții este ilustrată de faptul că realizarea în plus a unui singur procent de economie, față de totalul fondurilor alocate lucrărilor de construcții-montaj în perioada 1971—1975, ar însemna posibilitatea executării peste plan a unui număr de apartamente necesare unui oraș de circa 100 000 de locuitori.

În funcție de eficiența soluțiilor alese, economiile obținute în construcții pot fi însă mult mai mari.

Un rol de primă importanță în construcții îl are proiectarea, care, prin soluțiile adoptate, poate decide în mod hotărîtor asupra îndeplinirii, într-un termen scurt și cu resurse puține, a obiectivelor proiectate, lăsînd în felul acesta disponibilități pentru realizarea unor noi obiective.

Apare astfel pregnant importanța urmăririi realizării unui maxim de economii, prin selecționarea și adoptarea în proiectare a celor mai eficiente soluții pentru obținerea unor proiecte cît mai economice.

Dar selecționarea unor astfel de soluții sau proiecte este posibilă numai prin compararea documentațiilor tehnico-economice pe baza unor procedee care fac posibilă această comparare. Astfel, a apărut necesitatea utilizării indicilor tehnico-economici, punîndu-se problema : ce preț, consum de materiale, utilaje, forțe de muncă etc. revin, după caz (în funcție de felul construcției), pentru realizarea unui m, m^2, m^3 sau pentru alte unități de referință (cap de animal, unitate depozitată etc.)?

Avînd în vedere că realizarea unor economii în construcții, ca cele referitoare la preț, consum de metal, de lemn etc., interesează întreaga economie națională, s-a impus ca acțiunea de evidențiere a indicilor să fie dirijată, utilizîndu-se un sistem unitar de evidență ; acesta s-a obținut prin intermediul unor modele de fișe cu indici tehnico-economici, diferențiate pe categorii de obiecte de construcții, valabile pentru toate organele de proiectare, care sînt obligate să completeze o astfel de fișe pentru fiecare proiect.

În perioada actuală de dezvoltare a economiei naționale, cînd volumul de investiții crește de la an la an și cînd sistemele de evidență și de informații au un cuvînt hotărîtor în luarea unor decizii juste în toate domeniile de activitate, o acțiune bine organizată privind elaborarea, difuzarea și utilizarea indicilor tehnico-economici, poate determina o îmbunătățire substanțială a activității de construcții, care este strîns legată de mărirea eficienței investițiilor.

În acest sens, Ministerul Construcțiilor Industriale a luat o serie de măsuri, și anume :

1. Actualizarea modelelor de fișe de indici tehnico-economici, astfel ca acestea să evidențieze datele cele mai importante, care să permită analizarea și rezolvarea unor probleme majore puse în prezent pe linia activității de construcții.

2. Centralizarea, selecționarea și difuzarea, în una din publicațiile periodice care se

ocupă cu probleme de construcții, a fișelor cu indici tehnico-economici întocmite pentru cele mai eficiente proiecte.

3. Formarea și difuzarea unor rețele de indici tehnico-economici aferente unei grupe de obiecte de construcții diferențiate pe subansambluri (ca : structura de rezistență a clădirilor industriale cu parter din beton armat, finisajele clădirilor de locuit, fundațiile continue ale clădirilor în terenuri normale etc.), astfel ca, în final, aceste rețele să cuprindă o serie de indici corespunzători (pe cît posibil) întregii game de deschideri, travee, înălțimi, încărcări, grade de finisaj etc., care caracterizează obiectele din grupa respectivă.

Aceste măsuri sînt de un real folos pentru documentarea proiectanților, contribuind la ridicarea continuă a nivelului proiectării.

PENTRU CA MĂSURILE MENȚIONATE SĂ ASIGURE OBȚINEREA UNOR REZULTATE CÎT MAI VALOROASE ÎN CE PRIVEȘTE MĂRIREA EFICIENȚEI ECONOMICE A INVESTIȚIILOR ÎN CONSTRUCȚII, ESTE NECESAR CA LA APLICAREA LOR SĂ SE AIBĂ ÎN VEDERE, ÎN SPECIAL DE CĂTRE ORGANIZAȚIILE DE PROIECTARE CARE ELABOREAZĂ INDICI TEHNICO-ECONOMICI, O SERIE ÎNTREAGĂ DE CONSIDERENTE CA CELE DE MAI JOS :

1. În ce privește actualizarea fișelor

Fișele cu indici tehnico-economici, stabilite după modele adecvate, conform specificului fiecărei grupe de obiecte de construcții (clădiri industriale, clădiri de locuit, rețele de alimentare, castele de apă etc.), trebuie să fie cît mai simple și să aibă un format care să ușureze folosirea lor. În același timp, se impune ca ele să permită evidențierea activităților mai importante urmărite în construcții : reducerea prețului de deviz, introducerea pe scară tot mai largă în construcții a prefabricatelor, a materialelor noi eficiente, reducerea consumului de cherestea și de metal, introducerea materialelor care înlocuiesc cărămizile (în afara betonului armat) și a materialelor înlocuitoare din mase plastice, obținerea unor indici eficienți în ceea ce privește consumul de manoperă, de utilaje, reducerea greutății construcțiilor etc., probleme care sînt cuprinse, de altfel, în directivele Congresului al X-lea.

La alegerea elementelor care se urmăresc într-o fișe corespunzătoare unei grupe de obiecte de construcții trebuie să se țină seama de axarea pe principal, adică pe acele elemente asupra cărora se poate acționa cu eficiență maximă. De exemplu : verificîndu-se ponderea valorică a materialelor rezultate dintr-un anumit proiect, reprezentînd un bloc de locuințe cu P+9 etaje, s-a constatat că numai 7 din materialele aferente reprezintă aproape 70% din valoarea materialelor de construcții utilizate la executarea lucrării respective, după cum urmează : oțel-beton 18,4%, uși-ferestre 16,8%, ciment 9,7%, produse de balastieră 9,6%, cărămidă 7,2%, material lemnos 2,3%, parchet 3,7%.

Este evident că același procent de economie, realizat la materialele care intră cu pondere valorică mai mare, are un efect sporit asupra ieftinirii construcțiilor, în comparație cu materialele care intră cu pondere valorică mică.

În concluzie, alegerea elementelor care se trec în modelele de fișe trebuie urmărită cu discernămînt, axîndu-ne pe acele elemente care pot duce la rezultatele cele mai eficiente.

Modul cum se acționează asupra fiecăruia din elementele cuprinse într-o fișă, pentru obținerea unor indici superiori, depinde de fiecare element în parte. Astfel, în ceea ce privește reducerea consumului de oțel-beton, în afară de adoptarea structurilor care consumă cît mai puțin din acest material, este absolut necesar să se recurgă și la alte procedee, ca de exemplu utilizarea oțelurilor superioare. Utilizarea acestor oțeluri este încă destul de timidă la noi, cu toate că poate duce la rezultate marcante. Edificator în acest sens este faptul că, la elementele executate de ex. cu sîrmă SPB, se reduce consumul la cca 1/3 față de elementele similare executate cu OB 38.

În ceea ce privește reducerea consumului de material lemnos, trebuie să se țină seama că, în general, în construcții, cofrajele clasice și eșafodajele schelelor sînt foarte mari consumatoare de lemn și, în consecință, adoptarea unor sisteme care nu necesită cantități mari de cofraje și eșafodaje (ca prefabricatele, cofrajele glisante) sau, în general, utilizarea elementelor de inventar, are drept consecință scăderea substanțială a consumului de lemn.

Asupra consumării produselor de balastieră se poate acționa prin reducerea lucrărilor care necesită consumul acestora, de ex. prin utilizarea unor prefabricate executate îngrijit, fețele lor pot fi lăsate aparente fără să se mai utilizeze tencuielile consumatoare de nisip. Este însă necesar să se acționeze și pe alte direcții, ca alegerea celor mai ieftine surse de aprovizionare ale acestor materiale, utilizîndu-se cu rezultate bune diferitele metode ale cercetării operaționale.

Influența pe care o au în special distanțele de transport asupra prețurilor produselor de balastieră se poate exemplifica prin faptul că balastul utilizat la lucrările executate în județul Constanța, pentru care trebuie să se facă, de obicei, aprovizionări din alte județe, își dublează în general prețul față de balastul utilizat la lucrările din județul Argeș, unde există balastiere locale.

Metodele de analiză tehnico-economică a proiectelor sînt multiple, în toate cazurile fiind necesară, însă, utilizarea fișelor cu indici tehnico-economici

care permit compararea elementelor aferente diferitelor proiecte și a soluțiilor respective în vederea stabilirii unor concluzii juste și a generalizării datelor cu rezultate optime.

2. Referitor la centralizarea, selecționarea și difuzarea fișelor cu indici tehnico-economici întocmite pentru proiectele eficiente din punct de vedere tehnico-economic

O dată stabilite modelele de fișe cu indici tehnico-economici, se impune să se asigure centralizarea, selecționarea și difuzarea acelora care reprezintă proiectele cele mai eficiente, prin intermediul uneia din publicațiile periodice care se ocupă cu probleme de construcții și să se aleagă cele mai potrivite sisteme privind utilizarea lor.

Faptul că fișele rămîneau la proiectantul care le întocmea, împiedica în mare măsură ca și celelalte institute de proiectare să ia cunoștință și să adopte soluțiile importante din punct de vedere tehnic și economic. Or, prin intermediul difuzării fișelor se poate realiza — în interesul economicității construcțiilor — un larg schimb de experiență între proiectanți, soluțiile judicioase putînd deveni un bun comun.

O justă selecționare a proiectelor (care fac parte dintr-o categorie de obiecte de construcții cu un anumit specific), prin intermediul difuzării fișelor cu indici tehnico-economici, nu poate fi însă realizată cu rezultate concludente decît de organizațiile de proiectare specializate în elaborarea proiectelor respective. Astfel, a apărut necesar ca o organizație de proiectare cu un anumit specific să centralizeze fișele întocmite de către celelalte organizații de proiectare pentru categoria de obiecte care intră în sfera specializării sale.

Fără acest sistem de informare, un proiect realizat de o organizație de proiectare poate să fie considerat ca foarte bun în raport cu celelate proiecte elaborate anterior de organizația de proiectare respectivă, dar în realitate poate fi inferior realizărilor obținute de alte organizații de proiectare.

Selecționarea, în vederea difuzării proiectelor eficiente, trebuie să se limiteze însă numai la categoriile de obiecte cu frecvență mare, care se proiectează de mai multe organizații de proiectare. Printr-un volum redus de muncă, se va putea forma, treptat, un material documentar foarte necesar organizațiilor care lucrează în activitatea de construcții.

Aplicîndu-se sistemul de selecționare și de difuzare a fișelor cu indici tehnico-economici (prin care proiectanții iau act de proiectele realizate), se poate ajunge, în unele cazuri, chiar la economisirea completă a muncii necesare elaborării unui proiect ai cărui parametri sînt identici sau apropiați de cei dintr-un proiect deja elaborat, prin adoptarea integrală a acestuia, chiar dacă aparține unei alte organizații de proiectare.

Un avantaj al centralizării și analizării de către o organizație de proiectare de specialitate a unor fișe primite pentru anumite categorii de obiecte este și acela că organizațiile de la care se primesc fișele pot fi sesizate asupra eventualelor greșeli sau soluții neeconomice, urmînd ca organizația care a elaborat proiectul respectiv să ia măsuri în consecință.

O organizație de proiectare de specialitate care centralizează fișele cu indici tehnico-economici pentru o anumită categorie de obiecte poate să facă periodic (de ex. lunar) o comparare a fișelor proprii cu cele primite de la celelalte organizații de proiectare, alegîndu-le, în vederea publicării, pe cele mai concludente.

S-a considerat însă absolut necesar ca datele publicate să fie comparabile între ele și să reflecte numai aportul proiectantului, deci să fie dezbrăcate de influențele locale, care pot duce la rezultate eronate. Astfel, la același obiect, executat în diferite șantiere din țară, căruia i se aplică în deviz corecții diferite la valoarea produselor de balastieră, în funcție de prețul loco șantier al acestor produse, se obțin valori finale diferite. La unele categorii de obiecte, diferențele valorice obținute pot să fie substanțiale, ceea ce deformează pregnant rezultatele unei analize economice comparative.

Eliminarea parțială a unor astfel de influențe (care afectează numai prețurile) se realizează evidențiindu-se în fișe datele care corespund totalului I din deviz și care se găsesc în documentația economică a oricărui proiect.

O altă măsură care duce la eliminarea influențelor locale constă în evidențierea separată (în fișele publicate) a datelor aferente părții constante, fără cele rezultate din prețurile și consumurile de materiale corespunzătoare părții adaptabile (fundațiilor), care pot da variații importante de la un proiect la altul, în funcție de condițiile impuse de teren.

Aceste măsuri pot permite punerea în evidență a acelor date din proiecte care reflectă aportul proiectantului și duc la o comparare mult mai judicioasă a proiectelor similare.

Datele părții adaptabile pot fi evidențiate separat.

Problemele principale urmărite, de care trebuie să se țină seama la publicarea fișelor, se axează pe alegerea unor proiecte din care să rezulte :

- indici de preț și consum de materiale (în special de metal și lemn de rășinoase) cît mai scăzuți posibil;
- un grad ridicat de industrializare și introducere a tehnicii noi cu rezultate eficiente.

La baza comparării datelor în vederea selecționării proiectelor trebuie să stea :

- indicii-plafon elaborați pentru categoria de obiecte din care face parte proiectul ales;
- indicii tehnico-economici selecționați existenți în evidența organizațiilor de proiectare sau publicați în documentarele tehnice de specialitate.

Fișele care se publică urmează să fie însoțite de o schiță și de diferite explicații asupra

realizărilor obţinute (indici eficienţi, soluţii utilizate, introducerea tehnicii noi, rezultate estimate etc.) şi, în principiu, de orice alte date exemplificative care pot contribui la ridicarea, din punct de vedere calitativ, a activităţii de proiectare.

Folosirea acestui sistem de informare prin intermediul fişelor cu indici tehnico-economici constituie o pîrghie puternică de promovare a noului, permiţînd, în final, ca organele de proiectare, execuţie, avizare, control, planificare etc. să cunoască stadiul celor mai noi realizări, adoptîndu-le pe cele mai concludente.

3. Referitor la formarea şi difuzarea unor reţele de indici tehnico-economici pe subansambluri

Un aspect care interesează în mod deosebit organele de proiectare, avizare, conducere etc. este formarea unei reţele de indici tehnico-economici pe grupe de obiecte de construcţii diferenţiate pe subansamblurile componente ale obiectelor respective.

Indicii tehnico-economici elaboraţi pe categorii de obiecte de construcţii (ex. hale industriale, şcoli, locuinţe etc.) nu pot să cuprindă toată gama de variante rezultate din elementele componente ale construcţiilor. Astfel, la o anumită structură de rezistenţă a halelor (ex. din beton armat monolit) corespunde o gamă întreagă de tipuri de pereţi, o altă gamă de instalaţii, foarte multe grade de finisaje şi multe tipuri de fundaţii (în general independente între ele), care pot duce la o infinitate de variante rezultate din combinarea tuturor soluţiilor de mai sus.

În aceste condiţii, stabilirea indicilor tehnico-economici pe obiect, astfel ca aceştia să controleze toate cazurile menţionate, ar fi o imposibilitate.

Faţă de o astfel de situaţie se impune aplicarea unui procedeu care să uşureze atît munca de elaborare a indicilor tehnico-economici, cît şi munca de exploatare a lor, şi aceasta constă în elaborarea unor indici tehnico-economici aferenţi subansamblurilor principale ale unei construcţii.

În cazul clădirilor, aceşti indici pot fi diferenţiaţi după următoarele subansambluri :

- structura de rezistenţă (fără partea adaptabilă)
- finisajul
- zidăria neportantă
- instalaţiile
- fundaţia.

Pentru fiecare din aceste subansambluri urmează să se elaboreze (pe măsura obţinerii documentaţiilor) indici tehnico-economici care să tindă la acoperirea întregii game de variaţii ale subansamblurilor respective, începînd cu cele care au o aplicabilitate mai frecventă.

Indicii pentru structura clădirilor pot fi diferenţiaţi, de exemplu, în funcţie de :

- tipurile structurii
- mărimea sarcinilor la care e supusă construcţia
- elementele dimensionale (deschideri, travee, înălţimi ale caturilor) etc.

Datele principale care trebuie urmărite (ca : preţul, consumul de oţel-beton, lemnul de răşinoase, cimentul etc.) urmează să fie prezentate şi în mod centralizat pe total obiect, aceasta folosind în special la probleme de planificare.

Avantajul mare al procedeului menţionat constă în aceea că un indice tehnico-economic stabilit pentru un subansamblu de construcţii este valabil pentru toate obiectele care conţin subansamblul respectiv (indiferent de grupa din care face parte obiectul), iar indicii însumaţi ai subansamblurilor care compun un obiect de construcţii reprezintă indicii tehnico-economici ai întregului obiect. Aceasta măreşte într-o foarte mare măsură gradul de aplicabilitate al indicilor tehnico-economici.

Se subliniază în mod deosebit necesitatea ca la acţiunea de formare a reţelei de indici tehnico-economici să colaboreze toate organizaţiile de proiectare prin strîngerea şi prelucrarea continuă a datelor din proiectele elaborate, rămînînd ca selecţionarea acestor date în vederea completării şi difuzării fişelor să se facă centralizat de către organizaţiile de proiectare specializate în elaborarea anumitor genuri de proiecte. Centralizatorii propun planificarea elaborării indicilor respectivi după necesităţi şi solicită organizaţiilor de proiectare colaboratoare trimiterea treptată, în funcţie de posibilităţile acestora, a datelor proiectelor selecţionate, în vederea completării fişelor respective.

În stadiul în care reţeaua de indici tehnico-economici conţine suficiente date care pot face posibilă folosirea indicilor (eventual prin interpolări şi extrapolări pentru deducerea datelor lipsă), urmează să se treacă la publicarea lor urmărindu-se completarea acestora cu noi date, în funcţie de noile soluţii tehnice aplicate în activitatea de proiectare. În acelaşi timp se urmăreşte şi înlocuirea datelor perimate, astfel ca să se formeze cu timpul un bagaj de indici tehnico-economici suficient şi actualizat, deosebit de necesar pentru diferitele organizaţii care lucrează în sectorul construcţiilor.

*
* *

Indicii elaboraţi în acest mod pot fi folosiţi cu eficienţă maximă în activitatea de documentare a proiectanţilor, în cea de avizare şi aprobare a proiectelor, de planificare, execuţie, cercetare etc. în domeniul construcţiilor, contribuind substanţial la analizarea tehnico-economică a proiectelor, la adoptarea soluţiilor celor mai concludente şi, în final, la ridicarea eficienţei investiţiilor.

PROBLEME ACTUALE ALE LOESSULUI ŞI ALE FUNDĂRII CONSTRUCŢIILOR PE LOESS

Ing. NICOLAE TOMESCU
Ministerul Construcţiilor Industriale

1. INTRODUCERE

Este cunoscut faptul că loessul ocupă cca 17% (cca. 38 000 km²) din suprafaţa ţării, cel mai răspîndit fiind în regiunile : Dobrogea — 40,6%; Muntenia (Bucureşti) — 40,3%; Moldova (Iaşi) — 40,0%; Galaţi — 36,2%; Suceava — 30,5%.

Pe aceste suprafeţe, în afară de culturi întinse — loessul fiind un foarte bun teren agricol şi viticol — se află oraşe importante (Galaţi, Brăila, Constanţa, Iaşi, Suceava etc.) şi se construiesc industrii şi cartiere de locuit de mari proporţii, constituind tot atîtea obiective din planul de stat.

Este, de asemenea, cunoscut că, la umiditate scăzută, loessul constituie un bun teren de fundaţie, cu o capacitate portantă comparabilă ca valoare cu aceea a argilelor plastic-vîrtoase. De îndată însă ce apa, în cantitate importantă, umezeşte masa de loess, aceasta se dezagregă şi îşi pierde calităţile de rezistenţă, devenind un suport nesigur, ba chiar periculos, pentru construcţiile de pe el, fapt care duce la scoaterea lor parţială sau totală din funcţie şi uneori chiar la distrugerea lor.

Lupta împotriva unor astfel de accidente se duce, trebuie s-o recunoaştem, fără o eficacitate totală, dar nu zadarnic, atît la noi, cît şi în ţările cu suprafeţe întinse de loess, cum sînt China, U.R.S.S., ţările Americii de Sud etc.

In ţara noastră, mijloacele de apărare împotriva efectelor înmuierii loessului sînt reglementate prin următoarele normative :

1. C_7 — 67 : *Normativ pentru proiectarea şi executarea construcţiilor fundate pe pămînturi sensibile la înmuiere*;
2. C_{29} — 62 : *Normativ pentru proiectarea şi executarea consolidării terenurilor din pămînturi macroporice, cu piloţi de pămînt bătut*;
3. 02. 02. 60 : *Normativ privind compactarea superficială a terenurilor de fundaţie cu ajutorul maiurilor grele.*

De asemenea :

4. C.D. 62—70 : *Instrucţiuni tehnice departamentale pentru proiectarea, executarea şi recepţia construcţiilor fundate pe loess sensibil la înmuiere, la Combinatul siderurgic Galaţi*, elaborate de către IPROMET şi care pot fi aplicate tuturor construcţiilor fundate pe loess;
5. *Metoda de consolidare a loessurilor prin silicatare*, pusă la punct la noi de către inginerii Bally şi Antonescu [9] şi aplicată de către fosta Întreprindere şantier construcţii — Montaj (I.Ş.C.M.) din Brăila.

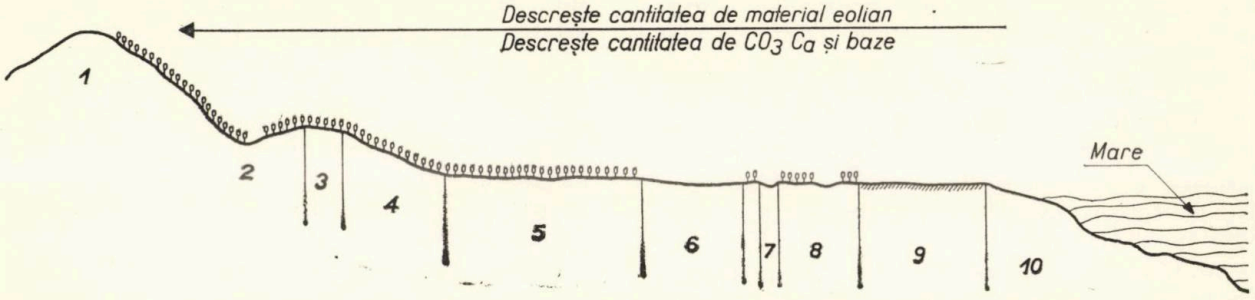


Fig. 1

SCHEMA DIFERENŢIERII ACTUALE ÎN SPAŢIU A DEPUNERILOR EOLIENE

(după Em. Protopopescu — Pache şi M. Spirescu)

1. **Munte. Depunerile eoliene nu se menţin pe relieful accidentat.**
2. **Depresiune. Materialul depus este încorporat în depozite diluviale.**
3. **Platformă. Materialul eolian sub pădure se solifică.**
4. **Depunerile eoliene sînt înlăturate de pe pante.**
5. **Depunerile eoliene sînt încorporate în solurile de pădure.**
6. **Cîmpie de subzidenţă. Materialul eolian interferat şi acoperit prin colmatare intensă.**
7. **Lacuri cu Seeloess.**
8. **Depuneri eoliene încorporate în solurile de pădure → Soluri fosile.**
9. **Stepa. Depuneri eoliene încorporate în solurile de stepă → Loess tipic**
10. **În Mare, depunerile eoliene se pierd în cantitatea însemnată de sedimente marine.**

Deşi se aplică de atîţia ani, eficacitatea acestor măsuri, obligatorii de altfel, rămîne limitată, producîndu-se încă destul de numeroase accidente (castele de apă, construcţii-turn, blocuri etc.), datorită, în bună parte, indiferenţei şi neglijenţei beneficiarilor în folosirea lor. Se resimte, de asemenea, o uzură morală a acestor măsuri datorită utilizării lor neadecvate, precum şi una fizică a mijloacelor de aplicare, în urma folosirii lor uneori excesive (piloţi de pămînt, de ex.) şi fără criterii orientative precise. Aceasta se datoreşte cunoaşterii insuficiente, atît a loessului ca teren de fundaţie, cît şi a limitelor şi condiţiilor tehnico-economice de aplicabilitate ale acestor măsuri.

S-ar părea că ne găsim într-un impas din care se întrevede o ieşire cu condiţia să ne revizuim concepţia în privinţa loessului, a modului de a construi pe el şi de a „convieţui" cu el, fără a aştepta de la mijloacele de protecţie de care dispunem mai mult decît pot da. Studiile întreprinse în ultimii ani (1967—1970) de către INCERC, în colaborare cu institutele de proiectare judeţene, în patru din cele mai importante aşezări orăşeneşti pe loess: Bucureşti, Iaşi, Constanţa şi Galaţi, precum şi cele expuse la consfătuirea din 25—26 martie 1971 organizată la Galaţi de către Comitetul de Stat pentru Economia şi Administraţia Locală, lasă să se întrevadă aceasta.

2. DESPRE LOESS, ÎN GENERAL

Cercetările de pînă acum duc la concluzia că, în realitate, avem de-a face cu „loessuri" şi că deci trebuie să renunţăm la conceptul unic de „loess".

Loessurile diferă după locul şi condiţiile în care s-au format, la care se adaugă transformările diagenetice suferite în contact cu agenţii naturali şi cu vegetaţia.

Combinînd sortarea gravitaţională (pe verticală) cu cea eoliană (pe orizontală), prof. Em. Protopopescu-Pache, unul din cei mai buni cunoscători ai loessului, ajunge să explice în mod logic formarea depozitelor de loess din ţara noastră [1], conchizînd că:

1. majoritatea pulberilor eoliene din care se formează depozitele de loess provin din aluviunile insuficient stabilizate, împrospătate continuu de către rîuri;

2. depunerile eoliene sînt cu atît mai dezvoltate cu cît mergem dinspre munte spre mare, dinspre pădure spre stepă şi dinspre vestul ţării spre est;

3. grosimea loessului este cu atît mai mare cu cît sîntem mai aproape de materialele aluviale din care s-au format;

4. depunerile eoliene sînt mai accentuate în depresiunile alungite, orientate NNE — SSV, din stepa Bărăganului, ca şi pe terasele adăpostite de vînt (ex. terasa Dunării, la Călăraşi);

5. în formarea depunerilor eoliene există o continuitate neîntreruptă în timp; ritmul acestor depuneri se apreciază la 1—2 mm pe an (în China), ba chiar şi mai mult.

Schiţa din fig. 1 sintetizează modurile de depunere a loessului pe relieful existent [1].

Se explică astfel de ce nu numai pe suprafaţa unui oraş, dar chiar şi pe a unui amplasament, întîlnim variaţii apreciabile de grosime a depozitelor de loess.

Iată ce rezultă, în această privinţă, pentru oraşele mai importante aşezate pe loess, de la noi:

● **Galaţi** [2]: depozite de 8—30 m grosime, repartizate pe terase astfel:

centrul oraşului	8—10 m grosime
cartierul Mazeppa	10—12 m ,,
,, Ţiglina I	12—20 m ,,
,, Ţiglina II, Smîrdan . . .	20—30 m ,,

● **Iaşi** [3]: depozite de 5—10 m, repartizate astfel:

zona centrală	sub 5 m grosime
dealurile Sorogari, Tătăraşi	5—8m ,,
dealul Copou	9 m ,,

● **Paşcani**: terasa superioară a Siretului . . . . . 20 m grosime.

● **Constanţa** [4]: depozite de 1—10 m grosime, valoarea maximă fiind întîlnită în partea de NV a oraşului (cartierul Tomis-Nord), iar pe suprafaţa Dobrogei:

zona Constanţa — Medgidia — Negru Vodă	3—10 m grosime
,, Cernavoda — Tulcea	20—28 m ,,
,, Feteşti	50 m ,,

În prezent, în afară de cele două hărţi de cartare a loessului pe suprafaţa ţării, reproduse şi în anexele 1 A şi 1 B ale normativului C. 7—67, mai dispunem de cartarea Dobrogei (ing. Dan Popescu, de la ISPIF) şi de cartări pe suprafeţele oraşelor sus-citate aşezate pe loess, nepublicate încă. Bineînţeles, aceste cartări trebuie ţinute la zi şi completate pe măsura efectuării de noi cercetări.

Procesele diagenetice intervin atît pe verticală, cît şi pe orizontală, diferenţiind şi mai mult depozitele loessoide, în funcţie de intensitatea precipitaţiilor şi de vegetaţie.

Un profil printr-un depozit de loess prezintă pe verticală aşa-numitele orizonturi pedologice: *A*-humos, *B*-argilos, *C*-calcaros, *D*-roca mamă, care sînt cu atît mai dezvoltate cu cît depozitul este mai vechi. Identificarea şi studierea lor geotehnică sînt foarte utile în rezolvarea problemelor de fundare.

Un profil mergînd de la Constanţa şi pînă la Bucureşti, adică pe direcţia est-vest, arată o dezvoltare din ce în ce mai puternică a orizonturilor *B* (argilos) şi *C* (calcaros), maximum fiind atins în jurul Bucureştilor (Otopeni, Pantelimon etc.), unde depozitul are culoare ciocolatie, datorită coloidului argilos (hidroxizi de fier), iar orizontul *C* este foarte puternic dezvoltat sub formă de benzi concreţionare compacte de 15—30 cm grosime. Concreţiunile ating aici mărimea unui cartof, în timp ce, mergînd spre est (Constanţa), mărimea lor scade pînă la a unei nuci, a unei alune, a unei

gămălii de ac, a unor firişoare (calcar vermicular), sau lipsesc cu totul, calcarul fiind fin diseminat în masa loessului, cum este cazul în Dobrogea, unde precipitaţiile sînt reduse. Argilizarea orizontului *B* se datoreşte dăinuirii îndelungate pe depozitul de loess a unor întinse păduri de foioase (Codrii Vlăsiei). Apele de precipitaţie, străbătînd litiera de frunze moarte depusă în fiecare an, au spălat oxizii şi hidroxizii de fier pe care i-au iluvionat în masa depozitului, consolidîndu-l. Cu cît depozitul de loess este mai cafeniu (lut de loess, argilă loessoidă) şi cu concreţiuni mai mari, cu atît şi capacitatea lui portantă creşte şi sensibilitatea la apă scade. Cercetările de teren şi de laborator trebuie să sesizeze toate aceste nuanţe, uneori foarte fine, din masa loessului, ele avînd importanţă în caracterizarea loessurilor şi în alegerea măsurilor de apărare. Clasificarea (după Morozov) din Normativul C 7-67, anexa 3A (tab. 1), prea puţin folosită în lucrările de la noi, oferă un instrument adecvat în acest scop. Ea se bazează pe histograma pedologului argentinian Fesca, ce pune în evidenţă predominanţa fracţiunii de 50 μ, indiferent de provenienţa loessului.

3. LOESSUL ŞI APA

Deşi pe depozitele de loess cad precipitaţii importante, ele nu produc totuşi aceleaşi efecte de înmuiere şi prăbuşire. Aceasta se datoreşte porozităţii mari — 50%, în medie — a lor, ceea ce înseamnă că ele pot absorbi cca 200—250 litri de apă pe m^3, ţinînd seamă de umiditatea proprie şi de aerul închis în pori.

Pentru un depozit de loess de 10 m grosime, aceasta reprezintă cca 2000—2500 litri/m^2. Regiunile de loess, avînd în general climă de stepă, săracă în precipitaţii (cca 350 mm/an = 350 litri/m^2/an), cantitatea de apă căzută nu depăşeşte niciodată puterea de absorbţie a masei de loess, nici chiar la o ploaie torenţială care nu depăşeşte 100 litri/m^2.

Datorită canalelor verticale (macroporii), infiltraţiile se propagă relativ repede spre baza depozitului, oprindu-se pe primul orizont mai greu permeabil şi formînd cu timpul, dacă scurgerea ei către un emisar natural este împiedicată, o pînză acviferă cu suprafaţa în formă de clopot. Din pînza astfel formată, apa se ridică prin canalele capilare către suprafeţele formînd franjurile capilare.

La Galaţi, în cartierele Ţiglina I şi II, stratul de bază, alcătuit din luturi de loess nisipoase, este în legătură cu şenalul Dunării. Două modificări importante apărute între timp în zonă: umplerea treptată a văii Ţiglina şi colmatarea stratului de bază, au întrerupt scurgerea naturală către Dunăre a apelor de infiltraţie, provocînd ridicarea suprafeţei loessului umezit cu cca 0,80 m/an. În prezent, nivelul hidrostatic subteran s-a ridicat la 4,0 m, de la 7,0 m adîncime cît era acum patru ani, şi dacă nu se iau măsuri, construcţiile vor putea suferi degradări foarte grave, în unele cazuri. O situaţie analogă se constată şi la Brăila (zona gării).

Depistarea acestor fenomene se poate face cu ajutorul procedeelor geofizice (electrometrice şi radiometrice), mulţumită cărora se pot stabili rapid, pe suprafeţe oricît de mari, situaţia şi tendinţele apelor subterane. Foraje de control amplasate în punctele caracteristice determinate pe această cale şi transformate apoi în puţuri de observaţie, cu mire înregistratoare (ex. mirele cehoslovace „Metra") ar putea permite stabilirea unei reţele de drenuri cu debuşeuri asigurate împotriva colmatării, care să pună la adăpost investiţiile mari din aceste cartiere.

Irigarea intensă a culturilor pe loess din apropierea zonelor construite are, cu timpul, aceleaşi consecinţe: creşterea prin acumulare a nivelului hidrostatic subteran, înmuierea şi prăbuşirea loessului cu construcţiile de pe el. De aceea se impune adoptarea de urgenţă a unor perimetre de protecţie în jurul zonelor clădite, stabilite pe bază de date de observaţie şi experimentale.

Ridicarea nivelului hidrostatic subteran are drept consecinţă înmuierea bazei depozitului de loess şi tasarea lui sub greutatea proprie (sarcina geologică). Iată de ce ordin sînt aceste tasări, după măsurătorile făcute de INCERC pe poligoane experimentale [8]:

Galaţi (20 m loess)

sub greutate proprie ..... 110 cm
sub încărcare de 1,5 kgf/cm^2..... 170 cm

Iaşi (10 m loess)

sub greutate proprie:

nu tasează, se umflă.....15—20 mm
sub încărcare de 1,25 kgf/cm^2 .... 28 cm

Constanţa (10 m loess)

sub greutatea proprie ..... nu tasează
sub încărcare de 1,14 kgf/cm^2 .... 22 cm

Se vede că la Galaţi s-a produs de fapt o tasare mare şi bruscă, o „prăbuşire" (170 cm) sub încărcarea pe care o dă o clădire obişnuită de locuit, în timp ce la Iaşi şi Constanţa tasările, deşi apreciabile, sînt în limite admisibile, pentru construcţiile monolit mai ales. Bineînţeles, valorile de mai sus nu au fost atinse decît după înmuierea loessului pe *toată* grosimea depozitului; aceasta însă durează luni de zile şi necesită cantităţi importante de apă.

După inundare, loessul rămîne afînat şi deci foarte compresibil şi cu o capacitate portantă redusă, adică foarte puţin indicat pentru fundarea directă. Din datele de la Galaţi se vede că fundarea după inundare, pe loessul afînat, cu o presiune de 1,5 kgf/cm^2, se soldează cu o

tasare de 170—110 = 60 cm, adică cu o ... prăbuşire! Compactarea loessului afînat prin inundare este o problemă practic nerezolvabilă încă, în condiţii economice şi tehnice acceptabile şi de aceea se recurge la silicatizare, care este, de asemenea, o metodă scumpă.

Din încercările efectuate la Iaşi [3] a rezultat că:

a) în cazul spargerii unor conducte de apă sub presiune de 2 at, pozate la 1,5 m adîncime, apa apare la suprafaţă în cca 1 1/2 ore, iar umezirea terenului continuă să avanseze şi după oprirea apei;

b) la o creştere succesivă a debitului, pornindu-se iniţial de la un debit mic (0,8 m^3/oră), se poate ajunge treptat la un debit mare (cca 1,5 m^3/oră) fără ca apa să apară la suprafaţă.

Aceasta arată că, în cazul unor pierderi de apă mici, dar de lungă durată, terenul de fundaţie (loess) poate să ajungă la umidităţi mari, care să provoace tasarea construcţiilor fără ca pierderile respective să poată fi semnalate, ceea ce denotă caracterul insidios al acestora şi dificultatea — dar nu imposibilitatea—de a le preveni.

Există şi loessuri insensibile la apă, şi anume acelea care au fost depuse în ape stătătoare (Seeloess). Acestea nu dau efectele de mai sus.

4. LOESSUL CA SUPORT AL CONSTRUCŢIILOR

Ca suport al construcţiilor, loessul se comportă diferit de celelalte terenuri. După cum a rezultat din constatările şi măsurătorile făcute de către INCERC pe poligoanele experimentale la Galaţi, Iaşi şi Constanţa [2], [3], [4], loessul nu respectă legile mecanicii terenurilor cunoscute azi. Astfel:

— *La umiditatea naturală* care e de 3—14%, loessul are o structură rigidă; el oferă construcţiilor un suport foarte puţin compresibil, cu o capacitate portantă ridicată. Astfel, la Iaşi, construcţiile vechi (Mitropolia, Turnul şi biserica Golia, Teatrul Naţional) transmit la teren presiuni de 4,0 kgf/cm^2, fără ca acesta să se resimtă în mod deosebit.

Astfel de valori ridicate sînt specifice marnelor şi terenurilor argiloase consolidate, lipsite de apă subterană.

— *Tasările* sînt neglijabile sau în limite acceptabile şi desfid orice calcul prin metode obişnuite; astfel, la Iaşi s-a găsit prin calcul 6 cm, iar în realitate s-a măsurat 3 cm, pentru o fundaţie experimentală de 1,5 × 1,5 m încărcată cu 1,5 kgf/cm^2.

— *Zona de repartiţie a presiunilor sub fundaţii* nu depăşeşte 0,6 b (b = lăţimea fundaţiei), după cum s-a constatat tot la Iaşi, în loc de 3b.

— *În stare înmuiată*, adică atunci cînd umiditatea depăşeşte 20%, suportul rigid şi rezistent descris mai sus devine brusc o masă în stare de echilibru plastic, foarte compresibilă, fiind dezagregată de inundare, dar în schimb insensibilă la apă şi cu o capacitate portantă foarte scăzută.

— Cu excepţia loessurilor nisipoase (cum sînt de ex. cele de la Iaşi), la care diferenţa între unghiurile de frecare la umiditate în stare naturală şi în stare inundată este de 3°...5°, în loessurile prăfoase (Galaţi, de ex.) unghiul de frecare scade la 1/3—1/4 din valoarea lui la umiditate naturală, iar coeziunea devine practic nulă.

— De îndată ce depăşeşte rezistenţa structurii, care a fost găsită de 0,5 kgf/cm^2 la Galaţi, de 0,9—1,0 kgf/cm^2 la Constanţa şi Iaşi şi de 1,5 kgf/cm^2 la Bucureşti, şi pînă la care loessul inundat nu tasează, tasările cresc cu atît mai repede cu cît umezirea este mai puternică şi grosimea pachetului inundat mai mare, atingînd valori ce depăşesc uneori un metru. În ce priveşte concordanţa cu calculul, este de la sine înţeles că ea nu poate avea loc deoarece formulele de calcul, stabilite pentru tasări elastice, nu corespund deformaţiilor plastice ale masei de loess înmuiat.

— *Grosimea zonei de repartiţie a presiunilor* în adîncime variază şi ea cu presiunea; astfel [1]:

la 3,5 kgf/cm^2 ... 1,7b (b=lăţimea fundaţiei),
la 2,0 kgf/cm^2 ... 1,3 b

iar la radiere generale [3] ea este de $B/2$ în loc de B (B = lăţimea radierului).

Faptul că, cu un spor redus de umiditate, loessul trece brusc dintr-o extremă într-alta a făcut ca toţi cei ce au de-a face cu el să-l socotească *„un teren seducător şi perfid, în care nu se poate avea încredere."*

Toate acestea arată că riscăm să greşim aplicînd mai departe loessurilor metode ce nu li se potrivesc, adică cele obişnuite ale mecanicii terenurilor. De aceea, încercările la scară naturală, pe poligoane experimentale, trebuie să continue şi pe alte platforme, cum sînt: Feteşti, Cernavoda, Tulcea, Bărăgan ş.a., cu depozite de loessuri foarte groase şi sensibile la înmuiere, în scopul obţinerii de date sistematice şi în număr suficient pentru a permite conturarea, în final, a unei mecanici proprii a loessurilor.

5. CAUZELE ACCIDENTELOR CONSTRUCŢIILOR PE LOESS

În numeroase cazuri, castelele de apă, la scurt timp după darea lor în exploatare, s-au înclinat din cauza înmuierii loessului, deşi conductele de intrare-ieşire a apei au fost puse în canivouri legate la reţeaua de canalizare. Citäm cîteva exemple:

1. Castelul de apă de la complexul de creştere şi îngrăşare a porcilor — Feteşti dat în exploatare la 6.01.1970, după numai 22 zile

(28.01.1970) se înclină spre canivou, ieşind cu 73 cm din verticală. Cauza: pierderile de apă din instalaţie, acumulate în canivou, nu s-au putut scurge, canalizarea fiind înfundată cu trupurile purceilor morţi (!). Apa strînsă în canivou s-a infiltrat în teren prin rostul dintre acesta şi fundaţia castelului, înmuindu-l. Deşi studiul geotehnic arată ca „obligatorie şi inevitabilă" consolidarea loessului pe toată grosimea sensibilă la înmuiere (9,20 m, cu piloţi de pămînt cu vîrful la 11,5 m) totuşi s-a fundat direct pe terenul natural. Redresarea castelului, realizată prin umezirea dirijată a terenului de fundaţie al acestuia, a redus devierea iniţială la 16 cm [11]. După redresare, terenul a fost silicatizat pe 5,0 m adîncime sub radier. Costul redresării a egalat costul compactării iniţiale cu piloţi de pămînt. La fel, şi din aceleaşi cauze (pierderi de apă din instalaţie şi canalizare înfundată), s-a întîmplat cu castelele de apă de la Baldovineşti [12] şi Giurgeni.

2. **Bucătăria de la sectorul îngrăşătorie** al aceluiaşi complex de creştere a porcilor (*Feteşti*) a fost serios avariată în urma pierderilor masive de apă din instalaţie, care a fost lăsată să funcţioneze fără supraveghere. După zece luni de funcţionare, turnul buncărelor (H = 29 m) s-a tasat brusc şi uniform cu 15 cm, iar a doua zi cu încă 7 cm — în total 22 cm — după care s-a oprit.

Tasarea turnului a afectat anexa, de care era despărţit printr-un rost prin care s-a infiltrat apa din pierderi, inundînd loessul. De-a lungul rostului s-a creat un gol sub pardoseala anexei care s-a rupt; stîlpii cadrului de lîngă rost au fisurat, ca şi grinzile pe care le susţineau; consolele acestora spre turn s-au rupt şi s-au înclinat spre rost care — insuficient dimensionat — nu a lucrat ca rost. La subsol, pereţii laterali, prin care ies conductele de hrană lichidă, sînt puternic crăpaţi şi înclinaţi. Determinările radiometrice şi electrometrice făcute de ISPIF arată, pînă la 3,0m adîncime, o umiditate crescută de 20—26%, faţă de 9—13% cît are terenul natural neafectat.

Subestimînd pericolul pe care-l prezintă loessul uscat de la Feteşti şi invocînd lipsa de încredere în eficacitatea mijloacelor de compactare, proiectarea nu a luat nici o măsură de protejare, cu toate că studiul geotehnic indica şi aici piloţii de pămînt ca „obligatorii şi inevitabili".

3. **Blocul K din şos. Giurgiului — Bucureşti** (subsol + parter + 11 niveluri), fundat la 3,5 m adîncime pe benzi încrucişate, armate, cu presiunea de 2,4 kgf/cm², s-a tasat neuniform, înclinîndu-se cu cca 35 cm în urma unor infiltraţii masive de apă caldă, timp de cîteva săptămîni, în subsolul tehnic care era nepardosit.

Infiltraţiile au provenit de la o coloană de canal al cărei capac de curăţire a fost scos în subsol de către un locatar care nu l-a mai montat la loc, astfel că toate apele uzate de pe un sfert din suprafaţa blocului s-au infiltrat în pămînt, înmuindu-l. Tasarea neuniformă s-a datorat faptului că sub colţul din terenul înmuiat se găseau cca 7 m de straturi sensibile la înmuiere, în timp ce, în colţul opus, ele erau insensibile.

Datorită înclinării, cuzinetul din colţul neinundat s-a ridicat cu 4 cm de pe fundaţia de beton simplu, rămînînd în consolă. Datorită structurii sale rigide, construcţia, care a fost redresată, nu a avut de suferit [5].

4. **La un bloc de locuinţe din Constanţa** s-a desfăcut trotuarul pe o lungime de 3,5 m pentru introducerea unei conducte. Săpătura a fost umplută cu pămînt necompactat, iar trotuarul nu a mai fost refăcut. Apele de ploaie provenite de la un burlan din imediata apropiere s-au adunat în săpătură, de unde s-au infiltrat la fundaţii, care erau aşezate direct pe loess, producînd crăpături pe toată înălţimea blocului [4].

5. **La un alt bloc, tot din Constanţa,** fundat direct pe loess, înnădirea unei conducte termice în canalul median, executată defectuos, a cedat. Scurgerea acestuia la canalizare fiind înfundată — fapt ce s-a observat după ce canalul s-a umplut, deversînd — apa a ajuns la fundaţii. S-au produs crăpături pe întreaga înălţime a blocului şi pe o lăţime destul de mare în zona rostului de tasare [4].

Aceste cîteva exemple, tipice pentru accidentele construcţiilor pe loess, arată invariabil aceeaşi cauză primară: *depăşirea limitelor normale de funcţionare ale instalaţiilor purtătoare de apă, în urma neglijenţei, indiferenţei şi lipsei de supraveghere din partea celor care le folosesc.* Producerea unor astfel de accidente este socotită ca inevitabilă, ca o fatalitate analogă cu cea a cutremurelor. Această mentalitate, ca şi aceea de subapreciere a eficacităţii măsurilor de compactare, duce, inevitabil de astă dată, la cheltuieli suplimentare pentru consolidare, care reprezintă cam tot atît cît valoarea sporurilor ce ar fi trebuit iniţial acordate pentru compactare, dacă nu şi mai mult [4].

A lipsit, sau s-a făcut prea puţin în mod sistematic şi organizat, educarea cetăţenilor locatari şi beneficiari, în sensul apărării bunurilor publice şi personale împotriva unor astfel de accidente. La intrarea şi pe culoarele blocurilor nu se văd afişate instrucţiuni în acest sens şi nici la încheierea contractelor nu se prezintă vreun act prin care locatarii iau cunoştinţă de pericolul la care expun proprietatea lor nerespectînd acele instrucţiuni.

Cu cîteva luni mai înainte ca prima locomotivă electrică să circule pe linia Bucureşti-Braşov, în staţii şi trenuri au fost afişate instrucţiuni cuprinzînd numeroase puncte a căror redactare începe invariabil cu „NU" (scris cu litere groase), arătînd ce *nu* trebuie să facă

cetățenii dacă vor să *nu* se expună electrocutării.

Este timpul să se treacă la educarea cetățenilor locatari, prin toate mijloacele eficace, în mod permanent și organizat, în sensul apărării bunurilor proprii și obștești împotriva efectelor înmuierii loessului.

De asemenea, controlul periodic al instalațiilor și înlăturarea *imediată* a defecțiunilor semnalate sînt esențiale pentru diminuarea numărului și proporției accidentelor și trebuie să devină obligatorii. Pentru aceasta este necesară înființarea unor unități de execuție specializate, înzestrate cu utilaj și cu aparatură de depistare a pierderilor din conducte.

6. MIJLOACELE DE APĂRARE

Împotriva comportării distructive a loessului în contact cu apa, dispunem de mijloace de intervenție operînd pe două direcții: asupra terenului și asupra construcțiilor și instalațiilor. Să vedem ce oferă fiecare din acestea, în lumina rezultatelor experimentărilor la scară naturală (INCERC) și a experienței locale de cca 20 de ani.

6.1. *Terenul*

Rezumăm, sub formă de tabel, mijloacele folosite în prezent la noi și caracteristicile lor principale:

Nr. crt.	Procedeul	Aplicare		Eficiența		Cu acțiune		Efectul produs
		la suprafață	în adîncime	parțială	totală	mecanică	chimică	
1.	Inundare prealabilă	+	+	—	+	+	—	Dezagregarea structurii loessului
2.	Ardere	—	+	—	+	—	+	Vitrifiere
3.	Silicatizare	+	+	—	+	—	+	Cimentare și umplerea golurilor
4.	Injectare cu alte substanțe	—	+	—	+	—	+	,,
5.	Compactare cu placa (mai) grea	+	—	+	—	+	—	Compactare
6.	Pernă de pămînt compactat	+	—	+	—	+	—	,,
7.	Piloți de pămînt	—	+	+(scurți)	+(lungi)	+	—	,,

6.1.1. *Inundarea prealabilă* sau umezirea prealabilă, cum i se mai spune, nu s-a practicat la noi decît pe poligoane experimentale, cele mai recente fiind ale INCERC, la Iași, Constanța și Galați. Ea se face pe toată grosimea depozitului loessoid, cu ajutorul puțurilor și forajelor, care favorizează infiltrarea rapidă a apei în adîncime. După [6], umezirea prealabilă trebuie aplicată numai după examinarea atentă și cu discernămînt a condițiilor locale respective.

S-a arătat mai înainte că, la Iași și Constanța, loessul umezit nu tasează sub greutatea proprie; aplicarea acestui procedeu în aceste orașe este deci neindicată.

Acțiunea de inundare durează luni de zile, ba chiar și ani. În lucrarea [6] se citează exemple în care stabilizarea zonei umezite a avut loc după 6 luni pînă la 2 ani. Metoda este recomandabilă numai atunci cînd timpul de amortizare a tasărilor nu depășește 6—8 luni; în caz contrar, metoda devine greoaie și uneori nesigură.

Zona umezită ia forma de clopot cu pantele laterale 1 : 1 .... 1 : 3,5; în interiorul clopotului, pînă la pînza freatică, terenul este saturat.

Consumul de apă necesară umezirii complete este apreciabil, fiind de ordinul a 1,8 m^3 apă pentru fiecare metru cub de pămînt umezit.

După umezire, terenul rămîne afînat și inapt pentru fundarea directă mai înainte de a fi compactat pe *toată* grosimea depozitului. Pentru realizarea compactării se folosesc: vibrarea, exploziile etc., procedee greoaie și costisitoare; de aceea, procedeul inundării prealabile se aplică mai mult acolo unde ridicarea nivelului apelor subterane este inevitabilă în urma introducerii irigațiilor.

Inundarea prealabilă este, așadar, o armă cu două tăișuri: se înlătură sensibilitatea la înmuiere a loessului, dar cu prețul afînării lui apreciabile și neuniforme.

Construirea imediată pe un astfel de teren, chiar compactat artificial, este riscantă; trecerea timpului este de natură să îmbunătățească situația, datorită acțiunii de îndesare a agenților naturali. Pe poligoanele experimentale, inundarea terenului, în schimb, a pus în evidență, la scară naturală, modul în care reacționează sub acțiunea apei, permițînd concluzii importante.

6.1.2. *Arderea.* Cu toate că, peste hotare, dă rezultate pozitive, acest procedeu a fost abandonat la noi, din cauza dificultăților tehnologice. Specialiștii sovietici experimentează în prezent arderea cu gaze [7].

6. 1. 3. *Silicatizarea* a devenit astăzi un procedeu curent de îmbunătățire a pămîntului. Introducerea soluției de silicat de sodiu se face prin presiune, cu sau fără ajutorul curentului electric; folosirea acestuia duce la o creștere apreciabilă a vitezei de avansare a soluției și a dinamicii de pătrundere a ei în pămînt, precum și la o întărire mai rapidă [6]; [9].

La noi, din cauza costului ridicat (200—300 lei/m³ de pămînt injectat) și a lipsei aparaturii, se aplică la consolidarea terenului construcțiilor accidentale, de ex. castelele de apă de la Eforie-Nord și Eforie-Sud la care consolidarea terenului prin silicatizare a costat 31%, respectiv 27% din valoarea lor inițială (450 000 lei); castelul de apă de la complexul de porci Baldovinești etc.

Ca și arderea, aplicarea silicatizării este indicată numai pînă la zona de franjuri capilare, în care loessul nu este înmuiat. Depășirea ei produce efecte contrare, accentuînd tasările, cum s-a întîmplat la spitalul nr. 3 din Brăila [9]. Din cauză că blocul de pămînt de sub fundație a devenit rigid prin silicatizare, el transmite direct stratului moale de sub el toată încărcarea dată de fundație plus greutatea lui, declanșînd astfel procesul de tasare.

Specialiștii sovietici experimentează în prezent, la pămînturile loessoide inundate (umiditate peste 20%), silicatizarea concomitent cu introducerea de gaz (CO_2) care usucă terenul și împinge apa spre exterior. O altă metodă folosește amoniacul gazos introdus la o presiune de 0,25 at. Reacția chimică produsă are ca rezultat calcinarea terenului. Consumul este de 45 kg amoniac la metru cub de loess [7].

Silicatizarea, aplicată integral de la început, și arderea sînt singurele procedee care oferă siguranța totală împotriva înmuierii loessului.

6. 1. 4. *Compactarea cu maiul greu* este un procedeu de suprafață reglementat de normativul 02. 02—60, și la noi se aplică tot mai rar, datorită disproporției mari dintre greutatea maiului (2—3 tone), efortul necesar pentru a-l manevra și rezultatele modeste și inegale ce se obțin. Efectul de compactare se resimte în mod curent pînă la 1,2—1,5 m (în loc de 3,0 m cît afirmă art. 1.2 al normativului). Atît în străinătate [6], cît și la noi, se semnalează cazuri în care rezultatele obținute cu acest procedeu au fost sub așteptări. Astfel, la Fabrica de nutreturi combinate (F. N. C.) Urleasca, jud. Brăila, măsurătorile radiometrice executate de ISPIF au arătat o mai bună compactare a loessului în porțiunea de la piciorul rampei de acces în săpătura de fundație, datorită faptului că aici întorceau basculantele care evacuau pămîntul săpat, decît în zonele compactate cu maiul greu.

Procedeul nu poate fi folosit la pămînturi cu grad de umiditate peste 0,7, nici în săpături înguste (tranșee, gropi de fundație individuale) și nici în apropierea construcțiilor.

În 1966, la Iași, la blocul C_3 (panouri mari prefabricate) din microraionul I Tătărași, fundat pe o pernă executată cu maiul greu, s-a produs accidental inundarea subsolului tehnic al tronsonului sud, în urma spargerii, de către un locatar care a vrut s-o desfunde, a conductei de scurgere. Apa infiltrată a inundat puternic terenul. Cu toate acestea, tasările (urmărite pe reperii puși inițial) nu s-au mărit. În schimb, la blocul F_4 (P + 4) din același microraion, fundat direct, fără compactare, un accident similar a dat tasări de 10—15 cm, precum și o rotire care a provocat deschiderea rostului de dilatație și apariția fisurilor [3].

Procedeul, destul de laborios, oferă totuși o reducere a riscului de înmuiere a terenului. La București, blocurile P + 10, la care fundul săpăturii a fost compactat cu placa grea, s-au comportat bine [5].

6. 1. 5. *Pernă compactată cu mijloace rutiere.* Dintre metodele de compactare, pernele executate cu utilaje rutiere (cilindru compresor) sînt singurele perfect controlabile în tot timpul execuției, cu ajutorul radiometriei. Folosind radioizotopii, aceasta permite determinarea *in situa* caracteristicilor de compactare realizate (greutate volumetrică uscată și umiditatea optimă), atît pe straturile lamelare (de 20 cm grosime), în timpul execuției, cu doza de suprafață, cît și pe întreaga grosime a pernei terminate, cu sondele de adîncime, oferind astfel o bază certă de recepție.

Față de metodele clasice de laborator geotehnic, care sînt distructive întrucît necesită recoltarea de probe din lucrarea executată, metodele geofizice evită acest inconvenient și sînt mai expeditive.

După cum s-a constatat la Iași [3], consolidarea terenului de fundație cu perne de 1,0—1,5 m grosime înlătură pericolul deteriorării construcțiilor cu regim de înălțime pînă la 5 niveluri, prin înmuierea loessului.

În jud Constanța [4], pernele se folosesc din 1960. Pentru blocurile înalte, grosimea lor trebuie să acopere adîncimea zonei de deformații sau a zonei de sensibilitate la umezire, rezultînd astfel grosimi de 2,0—5,5 m. Ele au avut o bună comportare, fiind încărcate cu sarcini de 2,0—2,5 kg/cm². În acest sens este demnă de remarcat perna de 2,9 m grosime și 4000 m² suprafață executată pentru fundarea corpului principal de fabricație al noului complex de vinificare Murfatlar. Necesitatea ei a fost determinată de faptul că, pînă la 5 m adîncime, loessul fusese umezit timp îndelungat de pierderile din canalizare și de apele scurse de pe platforma asfaltată și de faptul că sarcinile transmise la teren erau importante. Controlul execuției s-a făcut radiometric de către ISPIF, asigurîndu-se o compactare foarte bună și uniformă, astfel încît tasările sistemului

(rețea de tălpi cu stîlpi în noduri încărcați cu 250 tone) nu au depășit 15 mm.

În zonele de loess de grosime mare (ex. Tulcea, Cernavodă), pernele au fost folosite ca ecran greu permeabil, care să îndepărteze apele provenite accidental din instalații. Loessul fiind nisipos-prăfos, s-au introdus în pernă trei straturi de emulsie de bitum pentru a-i mări impermeabilitatea, obținîndu-se bune rezultate. Pernele au fost evazate cu cca 3 m în afara perimetrului construit [4].

6. 1. 6. *Piloți de pămînt pentru compactare.* Procedeul derivă din sistemul Dulac—Compressol de piloți turnați pe loc. De aceea, probabil, este uneori socotit ca un sistem de fundare în adîncime, în loc de un procedeu de compactare în adîncime, cum este de fapt. La apariția lui la noi în țară, acum 15 ani, a fost socotit un procedeu salvator, de aplicare universală, și folosit intens în cartierul Țiglina I din Galați, unde loessul are peste 20 m grosime. Din cauză că lungimea lor nu depășea 7,5 m, acoperind astfel cel mult 40% din grosimea loessului sensibil la înmuiere, conductele nu erau izolate în canale vizibile, iar presiunile transmise la teren de către construcții erau mari (2,5 — 3,0 kg/cm²); ca urmare, în acest cartier au apărut cele mai multe degradări: tasări diferențiale mari, fisurări ale structurii de rezistență etc. S-a ajuns astfel, necunoscîndu-se condițiile de folosire corectă a procedeului, la compromiterea lui. Experiența ulterioară și mai ales experimentările recent făcute de INCERC [8] au arătat următoarele:

a) Compactarea cu piloți de pămînt nu este necesară pentru loessurile care nu se tasează sub greutatea proprie (cum sînt cele de la Iași și Constanța), pernele de pămînt compactat (prin cilindrare, cu maiul greu), a căror grosime acoperă zona reală de deformație a terenului sub fundații (cca 1,2 b; b = lățimea fundației) fiind suficiente.

b) Pentru loessurile de grosime mare, care suferă tasări importante sub greutatea proprie (ex. Galați, Fetești, Medgidia), fundarea pe teren consolidat cu piloți de pămînt trebuie considerată ca soluția de bază. Compactarea cu piloți de pămînt trebuie făcută însă pe întreaga adîncime afectată de acest fenomen. Pentu satisfacerea acestei necesități, IPCUP a proiectat, iar U. U. P. — Tîrgoviște are în execuție, un utilaj pentru executat piloți de pămînt de lungime mare (20—25 m). Compactarea pe o lungime mai redusă asigură, într-o proporție de asemenea mai redusă, împotriva acestor fenomene. Iată rezultatele obținute la Galați (poligon experimental):

Tasările sub greutate proprie

1. Loess natural, necompactat . . . . 98,7 cm
2. Loess compactat cu piloți de pămînt de 7,0 m . . . . . 82,2 cm
3. Loess compactat cu piloți de pămînt de 10,0 m . . . . . 63,2 cm.

Tasările suplimentare sub încărcarea de 1,5 kgf/cm²

1. Loess natural, necompactat 68,0 cm
2. Loess compactat 15,0 cm

Sub încărcarea de 1,0 kgf/cm² loessul natural necompactat s-a tasat 37 cm, ceea ce explică stricăciunile importante ale construcțiilor așazise „ușoare", la care nu s-au luat măsuri de protecție.

De obicei, între fundație și terenul compactat cu piloți de pămînt se interpune o pernă de loess compactat sau de beton de loess. De altfel, contrar celor crezute de unii, combinarea sistemelor de compactare, ca și a celor de fundare, în cadrul aceleiași construcții, este nu numai posibilă, dar chiar și necesară, mai ales dacă părțile de construcție fundate diferit sînt separate prin rosturi (ex. bucătăriile de preparare a hranei lichide, la complexele de porci compuse din turn și anexă).

Sînt și cazuri în care aceste procedee nu pot fi aplicate decît parțial, din cauza cantităților și costului prohibitive. Astfel, un complex de creștere industrială a porcilor are cca 8,5 km fundații liniare în spații înguste și cca 4500 de fundații punctiforme, iar suprafața totală construită este de cca 20 ha! Este evident că în astfel de condiții se poate interveni în mod eficace, cu mijloace de compactare adecvate, numai la castelul de apă și la cele două bucătării-turn, construcții de care depinde, de altfel, funcționarea întregii unități. Ce se poate face pentru rest? **Conservarea calităților de rezistență ale loessului prin aplicarea riguroasă și la timp a măsurilor privind: a) sistematizarea verticală, b) executarea săpăturilor de fundație la adăpost de precipitații și infiltrații, c) executarea conștiincioasă a instalațiilor purtătoare de apă și a celor protectoare (canivouri etc.) și întreținerea lor.**

Nesocotirea acestor principii, ca de ex. la complexul de porci Fetești, unde sistematizarea verticală nu era încă terminată la darea în exploatare a obiectelor, iar săpătura de fundație a castelului de apă a fost expusă intemperiilor în timpul iernii, a contribuit la accidentul relatat. La silozul Căzănești, săpătura de fundație și fundațiile au fost executate „în uscat", sub un acoperiș de polietilenă, din panouri susținute pe un schelet ușor din țevi, ceea ce a constituit o inovație a Întreprinderii de construcții agrozootehnice București ce ar trebui generalizată și adaptată și la alte lucrări pe loessuri.

Acolo unde măsurile de mai sus au fost respectate în întregime nu s-au semnalat astfel de accidente.

În ce privește costul aplicării mijloacelor de compactare analizate, calculele făcute de

fosta DSAPC-Iaşi [3] au arătat următoarele:

a. Compactarea cu placa grea . . 359 lei/m²
b. Pernă de 1,20 m grosime, compactată cu utilaje rutiere . . . . . .434 lei/m²
c. Compactare cu placa grea pe 1,5 m + + pernă compactată cu utilaj rutier . . 699 lei/m².
d. Piloţi de pămînt . . . . . .547 lei/m².

Mijloacele de sub (a) şi (b), aplicate în judeţele Iaşi şi Vaslui la construirea a 6000 apartamente convenţionale în clădiri de P + 5 niveluri, plus celelalte măsuri de îndepărtare a pericolului de umezire, au dus la un cost suplimentar de cca 5000 lei/apartament, iar cele de sub (c) şi (d) au dus, aplicate în aceleaşi condiţii la constuirea a 800 apartamente convenţionale în clădiri de P + 11 niveluri, au dus la un spor de cost de 4000 lei/apartament.

6.2. *Construcţiile şi instalaţiile*

Douăzeci de ani de construcţii pe loess au arătat că nici arhitectonic şi urbanistic, nici structural nu ne putem permite orice şi că abaterea de la reguli se plăteşte scump.

Ideea că pentru construcţiile „uşoare" nu trebuie luată nici o măsură trebuie abandonată. Cu cît o construcţie este mai „uşoară" şi deci mai fragilă cu atît cere măsuri mai severe de protecţie dacă vrem să aibă o bună comportare. În schimb. cu cît construcţiile sînt mai „grele" şi deci mai rigide, cu atît se comportă mai bine în caz de accidente ale terenului. De aceea, la Galaţi de ex.:

— Blocurile cu număr mare de niveluri s-au comportat cel mai bine la tasările neuniforme; în schimb,

— Construcţiile lungi, cu număr mic de niveluri, s-au dovedit a fi foarte sensibile la tasări neuniforme, chiar dacă au avut o structură elastică.

Aceasta a dus la concluzia că sînt indicate tronsoanele nu mai lungi de 30 m şi contururile simple, fără decroşuri sau asimetrii.

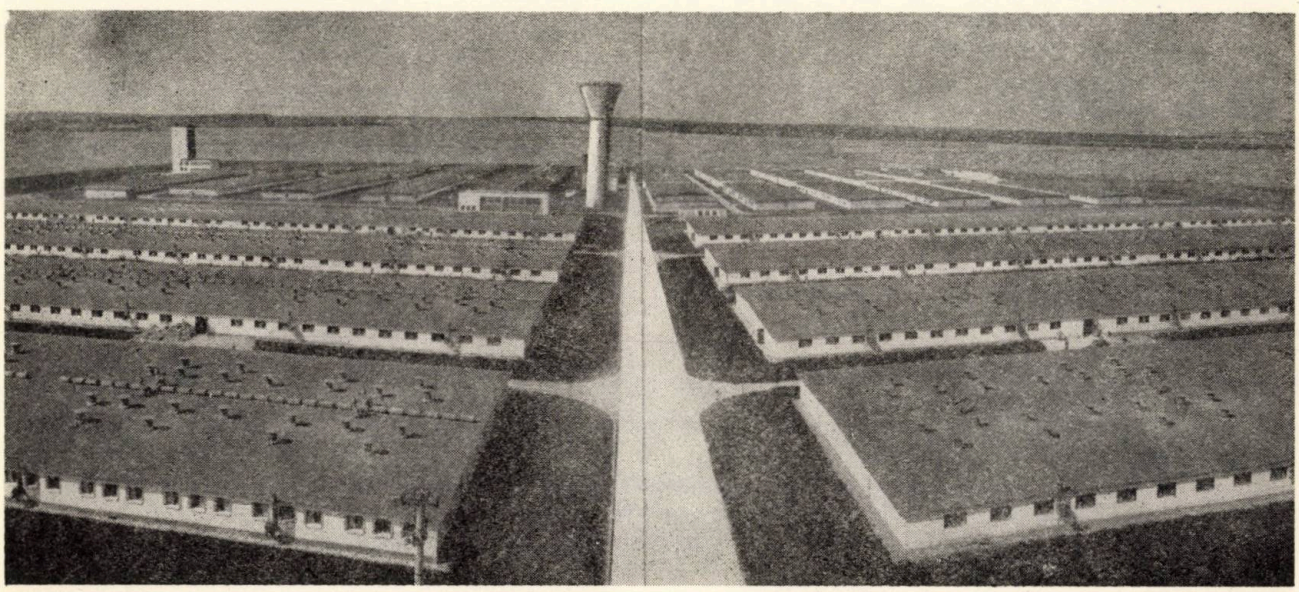
— Rosturile de 2,5 cm între diferitele părţi componente nu satisfac, întrucît nu permit înclinări ale corpurilor adiacente; ele trebuie mărite la 30—50 cm; în această privinţă există indicaţii adecvate în lucrarea [10], care ţin seama de lungimea şi înălţimea construcţiilor adiacente rostului şi care pot fi adoptate şi la noi. A rezultat, de asemenea, necesitatea unor racorduri elastice ale conductelor la intrarea sau ieşirea în şi din construcţii, precum şi sporirea pantelor de scurgere folosite în sistematizarea verticală.

7. ÎNCHEIERE

Cele arătate pînă aici duc la următoarele concluzii.:

a) Mijloacele de care dispunem în prezent pentru a ne apăra împotriva efectelor umezirii loessului oferă o siguranţă în această privinţă, cu atît mai mare cu cît ele cuprind mai mult din grosimea zonei sensibile a depozitului loessoid.

b) Este mult mai economic să se aloce de la început sumele necesare compactării terenului, decît să se recurgă la consolidări ulterioare ale construcţiilor. Experienţa a arătat



Complex pentru îngrăşarea porcilor (Vereşti)

că cheltuielile pentru măsurile de consolidare ulterioară a construcțiilor avariate au fost de cca două ori mai mari decît cele pentru realizarea compactării totale a stratului de loess sensibil la umezire [2]. Compactarea necesită manoperă și utilaj, pe cînd reparațiile necesită și materiale deficitare (ciment, oțel—beton, lemn).

c) Din experiența de pînă acum se desprind tot mai mult legile unei mecanici proprii a loessului; ele trebuie adîncite prin cercetări și cristalizate în forme și formule aplicabile în proiectare și execuție; de aceea, cercetările pe șantierele experimentale la scară mare, combinate cu cele de laborator și de teren, trebuie continuate pînă la elucidarea completă a tuturor problemelor.

d) Experiența arată, de asemenea, necesitatea includerii în planurile de sistematizare a condițiilor, severe uneori, pe care le impune terenul în ce privește regimul de construcție atît în plan, cît și pe verticală.

e) Experiența pămînturilor stabilizate (cu ciment, leșii bisulfitice, rășini epoxidice etc.) arată că mai există posibilități nefolosite încă în stabilizarea masivelor de loess și că deci procedeele chimice nu și-au spus încă ultimul cuvînt.

O dovadă că aplicarea din ce în ce mai rațională și judicioasă a procedeelor de care dispunem duce la rezultate pozitive este variația tasărilor diferențiale maxime în diferitele cartiere din Galați în decursul a 20 ani de construcții:

Țiglina I	45,3 cm
Țiglina II	25,1 cm
Țiglina III	20,0 cm.

Acesta este un îndemn și o invitație în același timp la aplicarea judicioasă a mijloacelor pe care le avem și la cooperarea tuturor forțelor de cercetare în problema loessului pentru găsirea de noi procedee și măsuri de apărare. Din fericire, aceste forțe nu sînt nici puține și nici neînsemnate și au adus pînă acum contribuții importante.

BIBLIOGRAFIE

[1] Protopopescu — Pache Em., Spirescu M.: *Relații între pedogeneza și litogeneza eoliană.* În: Studii pedologice II (Studii tehnice și economice, seria C, Pedologie) nr. 11, 1963; București

[2] Bubenec St. (vicepreședinte al Consiliului popular al județului Galați): *Aspecte cu specific local ale problemelor privind proiectarea, executarea și exploatarea construcțiilor pe terenurile macroporice sensibile la umezire din jud. Galați.* Raport ținut la consfătuirea din 25/26 martie 1971, la Galați.

[3] Jitar V. (vicepreședinte al Consiliului popular al județului Iași): *Aspecte cu referire la specificul local, ale problemelor privind proiectarea, execuția și exploatarea construcțiilor amplasate pe terenuri macroporice sensibile la umezire în județul Iași.* Raport ținut la consfătuirea din 25/26 martie 1971, la Galați.

[4] Tăvală I. (vicepreședinte al Consiliului popular al județului Constanța): *Aspecte cu referire la specificul local, ale problemelor privind proiectarea, execuția și exploatarea construcțiilor amplasate pe terenuri macroporice sensibile la umezire în jud. Constanța.* Raport ținut la consfătuirea din 25/26 martie, la Galați.

[5] Pop Simion (vicepreședintele Consiliului popular al municipiului București): *Aspecte cu referire la specificul local, ale problemelor privind proiectarea, execuția și exploatarea construcțiilor amplasate pe terenuri macroporice, sensibile la umezire, în municipiul București.* Raport ținut la consfătuirea din 25/26 martie 1971 la Galați.

[6] Bally R. J. și Antonescu I.: *Metode de consolidare a pămînturilor.* Sinteză documentară, editura CDCAS (1969).

[7] Coșovliu V., Bălan Marg.: *Informare cu privire la vizita de documentare efectuată în URSS de colectivul de proiectanți din Institutul de proiectare al jud. Galați.*

[8] Dima Gh. și colab. (INCERC): *Fundarea construcțiilor pe pămînturi macroporice sensibile la umezire în RSR, pe baza studiilor și cercetărilor INCERC.* Raport la consfătuirea din 25/26 martie 1971, la Galați.

[9] Bally R. J. și Antonescu I.: *Loessurile în construcții.* Ed. Tehnică, 1971.

[10] * * * *Directive pentru executarea construcțiilor în zonele influențate de lucrări miniere subterane.* În: Grundbautaschenbuch vol. II, Berlin, W. Ernst & Sohn, 1961.

[11] Stănculescu I., Dima Gh., Oară C.: *Redresarea unui castel de apă de 500 m³ la Fetești.* „Construcții", nr. 1/1972

[12] Dima Gh., Kehaian Z.: *Redresarea unui castel de apă de 500 m³.* „Construcții" nr. 6/1971

Redacția invită pe specialiștii geotehnicieni să-și expună, în paginile revistei, punctul de vedere asupra problemelor complexe și de stringentă actualitate ridicate de ing. N. Tomescu în articolul de mai sus.

VARIAȚIA COSTULUI EXECUTĂRII LUCRĂRILOR DE PĂMÎNT CU AJUTORUL EXCAVATOARELOR, în funcție de principalii factori care intervin în organizarea lucrărilor

Ing. **NICOLAE BOGDAN**
Ministerul Construcțiilor Industriale

La organizarea executării pe cale mecanizată a lucrărilor de pămînt, una dintre problemele importante de rezolvat este aceea a alegerii utilajelor de construcție care să asigure obținerea unei eficiențe economice maxime. O primă triere a utilajelor de luat în considerare se face pe baza examinării parametrilor mașinii, în concordanță cu condițiile tehnologice și constructive ale lucrării. După eliminarea utilajelor care nu corespund condițiilor respective, alegerea finală se face pe baza criteriilor economice de cost al orei de funcționare efectivă a utilajului sau cost unitar de executare a lucrării.

Costul unei ore de funcționare efectivă a mașinii (preț de deviz) este stabilit pentru fiecare utilaj în parte, pe baza *„Metodologiei pentru determinarea prețului de deviz pe ora de funcționare efectivă a utilajelor folosite la lucrări de construcții-montaj"* (elaborată de Ministerul Construcțiilor Industriale - INCERC, în anul 1970).

În practică, înainte de începerea unei lucrări este necesar însă să se analizeze toate elementele caracteristice ale lucrării respective și, pe această bază, să se determine costul planificat al unei mașini-ore pentru utilajele alese. Trebuie să se aibă în vedere faptul că acest cost planificat nu întotdeauna corespunde prețului de deviz, el putînd fi mai mare sau mai mic decît acesta.

Factorii care intervin în calculul costului unei mașini-oră variază în limite destul de mari și influența lor este, de multe ori, deosebit de importantă.

Acești factori pot fi împărțiți în două grupe, și anume :

— factori care influențează deopotrivă atît costul unei mașini-ore, cît și costul total al lucrărilor de construcții-montaj ;

— factori care influențează în mod diferit costul unei mașini-ore și costul lucrărilor, respectiv creșterea costului unei mașini-ore (în condiții de sporire a capacității de producție a mașinii) ducînd la reducerea în ansamblu a costului lucrării și invers, reducerea costului unei mașini-ore putînd duce la sporirea în ansamblu a costului lucrării de construcții-montaj.

La executarea lucrărilor de pămînt, unele dintre principalele utilaje și mașini de construcții folosite sînt excavatoarele cu o singură cupă.

În cazul excavatoarelor, din prima grupă de factori care influențează costul unei mașini-ore și costul pe ansamblu al lucrărilor menționăm :

- cheltuielile legate de deplasarea excavatorului de la baza de utilaj la șantier și înapoi, montarea și demontarea lui (dacă este necesară), chiria pe timpul montării și demontării, numărul de mutări pe an de la un șantier la altul, cum și orice alte cheltuieli necesare pentru a se asigura o funcționare normală a mașinii ;
- factori care influențează volumul de cheltuieli anuale, cum ar fi costul excavatorului, de care depinde volumul amortizărilor anuale ;
- factori care pot da naștere la diferențe față de volumul normat al cheltuielilor de exploatare, printre care costul reparațiilor excavatorului, consumurile de energie electrică, carburanți și lubrifianți etc ;
- vechimea excavatorului, care poate avea o influență directă asupra mărimii cheltuielilor de exploatare : pe măsura învechirii utilajului, cresc cheltuielile pentru reparații, carburanți, materiale de ungere etc. ;
- volumul total al lucrărilor ce urmează a fi executate la același obiect cu utilajul respectiv : sporind acest volum, crește numărul de ore de lucru al excavatorului pe acel șantier și scad în mod corespunzător cheltuielile care revin pe mașină-oră ;
- numărul de ore de lucru al excavatorului la același obiect, numărul total de schimburi și de ore de lucru pe an, mărimea numărului de ore de lucru pe schimb, scăderea duratei reparațiilor, a deplasărilor și a perioadelor de inactivitate etc. ;
- particularitățile constructive ale mașinii, care influențează cheltuielile de exploatare,

cum ar fi greutatea excavatorului, interşanjabilitatea diverselor piese de schimb şi subansambluri, coeficientul de folosire utilă etc.

Din cea de-a doua grupă de factori, care influenţează în mod diferit costul unei maşini-ore şi costul lucrărilor de construcţii în ansamblu, face parte în principal productivitatea excavatorului, factor care exercită o deosebită influenţă asupra costului unei maşini-ore. În adevăr, în cazul cînd creşterea productivităţii se bazează pe o exploatare mai intensivă, o dată cu creşterea acestei productivităţi, cresc aproape proporţional costurile tuturor cheltuielilor legate de deservirea tehnică şi reparaţiile maşinii; de asemenea — deşi în mai mică măsură — cresc şi consumurile de energie electrică, carburanţi şi lubrifianţi, materiale de ungere etc.

Dependenţa costului unei maşini-ore excavator de diverşii factori arătaţi mai sus poate fi exprimată şi determinată pentru diferite tipuri de utilaje.

În cele ce urmează este examinată variaţia costului unei maşini-ore şi a costului pe unitatea de producţie, pentru cîţiva factori care intervin cu frecvenţă mai mare în organizarea lucrărilor şi pentru cîteva tipuri de excavatoare.

I. VARIAŢIA COSTULUI SĂPĂRII ŞI TRANSPORTULUI UNUI METRU CUB DE PĂMÎNT, PENTRU DIFERITE TIPURI DE EXCAVATOARE, ÎN FUNCŢIE DE CAPACITATEA AUTOCAMIONULUI ŞI DE DISTANŢA DE TRANSPORT

Preţul de cost efectiv al săpării unui m³ de pămînt cu excavatorul şi al transportului cu autocamionul la distanţa L poate fi determinat cu ajutorul formulei:

$$C = \frac{C_{\text{DEPL}}}{N_{ob} \cdot P_{ex/h}} + \frac{C_A + C_{R+i} + C_{\text{SAL}} + C_{\text{CAR}} + C_s + C_i + B}{N_{\text{an}} \cdot P_{ex/h}} + \frac{\gamma \cdot C'_{\text{AUTO}}}{Q \cdot K_{f\cdot c}} + \frac{2\gamma \cdot C''_{\text{AUTO}} \cdot L}{Q \cdot K_{f\cdot c}} \text{ lei/m}^3 \qquad (1)$$

în care:

C_{DEPL} — costul deplasării excavatorului de la baza de utilaje la şantier şi înapoi, după terminarea lucrărilor;

C_A — cheltuielile anuale pentru amortismentul excavatorului;

C_{R+i} — cheltuielile anuale efectuate pentru executarea reparaţiilor curente (inclusiv a reviziilor tehnice), a reparaţiilor capitale, a întreţinerii utilajului respectiv şi a înlocuirii accesoriilor uzate;

C_{SAL} — cheltuielile anuale legate de salarizarea maşiniştilor;

C_{CAR} — cheltuielile anuale totale privind consumul de carburant sau energie electrică;

C_s, C_i, B — cheltuielile anuale ale secţiei de producţie, cheltuielile generale ale întreprinderii şi beneficiul;

N_{ob} — număr de ore în care excavatorul lucrează la obiectul respectiv;

N_{an} — număr de ore de folosire pe an a excavatorului;

$P_{ex/h}$ — productivitatea medie de exploatare a excavatorului;

γ — greutatea specifică a pămîntului, în t/m³

Q — capacitatea autocamionului, în t

$K_{f\cdot c}$ — coeficient de folosire a capacităţii autocamionului;

C'_{AUTO} — cheltuielile legate de costul exploatării autocamionului în timpul staţionării la încărcare şi descărcare;

C''_{AUTO} — cheltuielile legate de costul deplasării autocamionului pe distanţa $L =$ 1 km;

L — distanţă de transport a pămîntului, în km.

Preţul de cost al săpării şi transportului pămîntului poate fi exprimat deci în funcţie de distanţa de transport şi independent de ea:

$$C = A + B \cdot L \qquad (2)$$

în care:

A — cheltuielile pentru săparea a 1 m³ de pămînt cu ajutorul excavatorului şi încărcarea în mijloace de transport de o anumită capacitate, cum şi cheltuielile legate de exploatarea autocamionului, independente de parcurs, care revin pentru 1 m³

B — cheltuielile privind exploatarea autocamionului, în funcţie de parcurs, care revin pentru transportul a 1 m³ de pămînt la distanţa $L = 1$ km.

În vederea trasării diagramelor care să permită optimizarea costului săpării şi transportului a 1 m³ de pămînt au fost luate în considerare principalele tipuri de excavatoare şi autocamioane aflate în funcţiune.

Tabela 1 cuprinde datele necesare privitoare la exploatarea excavatoarelor cu o singură cupă, echipate cu o lingură dreaptă. Deşi parcul de excavatoare cuprinde o gamă mai largă de tipuri, în calcul au fost luate în considerare numai cinci tipuri, respectiv cele aflate în număr mai mare în dotaţie. La întocmirea tabelului au servit datele folosite în mod uzual pentru efectuarea

Tabela 1

Date privind exploatarea unor tipuri de excavatoare (cu o singură cupă — echipament lingură dreaptă)

Nr. crt.	Tipul excavatorului	Caracteristici principale			Coefic. de folosire	Costul transportului bază-şantier şi înapoi							Număr de ore de folosire a excavatorului		Prod. medie de exploatare $P_{ex/h}$ (m³/h)
						Montare-demontare		Cost transp. bază şantier (lei)	Costul chiriei pe timpul montării-demontării			Costul total al deplas. C_{DEPL}			
		Cap. cupei (m³)	Mod de deplasare	Mod de acţionare		Cost montare (lei)	Cost demontare (lei)		Durata	Chirie	Total		anual N_{an}	la obiect ($n = 2$) N_{ob}	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1.	E—03	0,3	Pneuri	Cabluri	0,75	600	400	2.820*	1,8	55	88	3.908	2.800	1.400	16,7
2.	E—04	0,4	P	C	0,8	600	400	3.840	1,8	55	88	4.928	2.800	1.400	19,5
3.	U—500	0,4	P	C	0,8	600	400	3.840	1,8	55	88	4.928	2.800	1.400	19,5
4.	E—05	0,5	Şenile	C	0,8	600	400	5.260	3,0	48	144	6.404	2.800	1.400	27,9
5.	E—652	0,6	Ş	C	0,8	900	600	5.260	3,0	75	225	6.985	3.000	1.500	31,6
6.	E—06	0,6	Ş	C	0,8	900	600	5.260	3,0	75	225	6.985	3.000	1.500	31,6
7.	E—10011	1,0	Ş	C	0,8	2.800	2.450	10.960	7,0	88	615	16.825	3.000	1.500	51,0
8.	E—1252	1,25	Ş	C	0,8	2.800	2.450	10.000	7,0	88	615	15.865	3.000	1.500	67,5
9.	Ry—150151	1,5	Ş	C	0,75	2.800	2.450	11.780	7,0	115	805	17.835	2.800	1.400	79,3
10.	DEMAG 2,3	2,3	Ş	C	0,75	8.300	5.600	22.420	11,0	125	1.375	37.695	2.600	1.300	97,8

Nr. crt.	Tipul excavatorului	Amortizarea utilajului	Costuri de exploatare			Salarii personal de deservire		Costul carburantului sau energiei		Cote		Beneficiul întreprinderii	
		Valoarea anuală C_A	Reparaţii curente şi capitale	Întreţinere şi accesorii	Total C_{R+i}	pe oră (lei/h)	anuale C_{SAL}	pe oră (lei/h)	anuale C_{CAR}	Chelt. secţiei de prod. (70%) C_s	Cheltuieli generale ale întrepr. (30%) C_i	Cheltuieli totale anuale $A + R + I + SAL + C_s + C_i$	Beneficiu 5% lei
0	1	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
1.	E—03	23.500	24.000	8.340	32.340	7,00	19.600	5,45	15.300	13.700	5.900	95.040	4.752
2.	E—04	55.000	43.320	15.060	58.380	7,00	19.600	5,45	15.300	13.700	5.900	152.580	7.629
3.	U—500	55.000	36.000	13.300	49.300	7,00	19.600	5,45	15.300	13.700	5.900	143.500	7.175
4.	E—05	52.000	65.200	12.810	78.010	13,55	38.000	8,40	23.800	26.600	11.400	206.010	10.305
5.	E—653	52.000	65.520	12.810	78.330	13,55	40.500	8,40	25.200	28.400	12.100	211.330	10.566
6.	E—06	52.000	65.520	12.810	78.310	13,55	40.500	8,40	25.200	28.400	12.100	211.330	10.566
7.	E—10011	93.000	99.000	13.970	112.970	14,65	44.000	12,80	38.400	30.600	13.400	293.970	14.698
8.	E—1252	93.000	99.000	13.970	112.970	14,65	44.000	13,10	39.300	30.600	13.400	293.970	14.698
9.	Ry—150151	124.000	102.600	21.440	124.040	14,65	41.000	11,50	32.200	28.800	12.200	330.040	16.502
10.	DEMAG 2,3	258.000	114.000	15.124	129.124	14,65	38.000	16,80	43.800	26.600	11.400	463.124	23.156

* Conform metodologiei, costul transportului excavatorului se determină cu formula $C = 2(P_{id} + P_t)$ lei. Preţul încărcări—descărcări (P_{id}) şi preţul transportului (P_t) se obţin înmulţind greutatea excavatorului cu preţul unitar (43 lei/t, respectiv 85 lei/t), considerîndu-se o distanţă medie de transport de 200 km.

calculelor economice respective, datele din „Metodologia pentru determinarea prețului de deviz pe ora de funcționare efectivă a utilajelor folosite la lucrările de construcții-montaj" (elaborată de Ministerul Construcțiilor Industriale — INCERC, 1970), datele din „Metodologia Ministerului Construcțiilor Industriale pentru stabilirea tarifelor de închiriere a utilajelor folosite la lucrările de construcții-montaj" (1970), cum și datele din catalogul INCERC de utilaje pentru lucrări de construcții.

Tabela 2 cuprinde determinarea costului exploatării autocamioanelor pe durata staționării la încărcare-descărcare (independent de parcurs), cum și a costului deplasării autocamioanelor pe distanța de 1 km. Tabela 3 cuprinde determinarea lui C'_{AUTO} și C''_{AUTO}, pentru cele 5 tipuri de autocamioane aflate în număr mai mare.

Datele necesare pentru determinarea costului unui m³ de pământ săpat și transportat la distanța L, conform formulei (1) sînt trecute în tabela 4, întocmit pentru cinci dintre principalele tipuri de excavatoare și autocamioane.

Cu ajutorul acestor date au fost întocmite diagrame pentru excavatoarele și autocamioanele luate în considerare și pentru distanțe de transport L variind de la 0,5 la 5 km. În fig. 1 sînt date diagramele pentru excavatorul E 03.

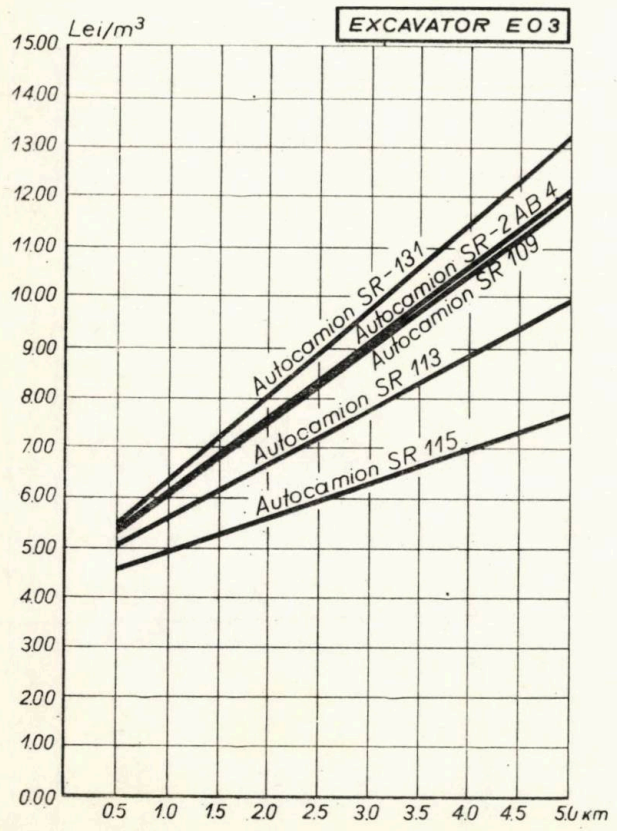


Fig.1 — Variația costului săpării unui metru cub de pământ cu excavatorul E 03 și a transportului la distanța L cu autocamioanele SR-131, SR-113, SR-115, SR-109 și SR-2A B4.

Tabela 2

Date privind exploatarea unor tipuri de autocamioane (cheltuieli independente de parcurs și cheltuieli dependente de parcurs)

Autocamion sau basculantă	Caracteristici principale			Cheltuieli independente de parcurs care revin pe mașină-oră (lei/oră)							Cheltuieli în funcție de parcurs ținînd seama de cheltuielile specifice pe 1000 km							Parcurs în km din schimbul de lucru (km)
	Capacitate (t)	Puterea mașinii (CP)	Număr de ore de lucru pe an (h)	Deplasarea mașinii	Cotă de amortizare	Salarii șofer	Regia secției (70 %) și regia întreprinderii (30 %)	Total	Beneficiul întreprinderii (5 %)	Total general (lei/h)	Reparații capitale	Deservire tehnică și revizii	Reparații curente	Total	Beneficiul întreprinderilor (5 %)	Total	Carburant, uleiuri etc.	Total general	Cost pe 1 km de parcurs (lei/km)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
STEAGUL ROȘU SR—131	3	140	3120	0,65	0,875	6,65	6,65	14,825	0,741	15,566	206	40,95	200,5	447,45	22,37	469,82	388,7	858,52	0,858	21,8
STEAGUL ROȘU SR—113	5	140	3120	1,09	1,15	7,35	7,35	16,94	0,847	17,787	221	42,53	179	442,53	22,13	464,66	388,7	853,36	0,853	21,8
STEAGUL ROȘU SR—115	10	140	3120	1,74	1,15	7,95	7,95	18,79	0,939	19,729	221	46,39	272,5	539,89	26,99	566,88	572,2	1139,08	1,139	21,8
STEAGUL ROȘU SR—109	4	90	1890	0,78	1,09	7,35	7,35	16,57	0,828	17,398	225	41,38	241,5	507,88	25,89	533,77	437,8	971,57	0,971	10,6
STEAGUL ROȘU SR—2AB4	4	90	1890	0,87	1,12	7,35	7,35	16,69	0,834	17,524	225	41,38	241,5	507,88	25,89	533,77	437,8	971,57	0,971	10,6

Tabela 3

Determinarea costurilor pe durata staţionării autocamioanelor şi pe 1 km de parcurs, pentru principalele tipuri de autocamioane

Tipul autocamionului	Costul pe durata staţionării C'_{AUTO} (lei)						Costul unui km de parcurs C''_{AUTO}			
	Cost unitar maş.-orar (lei/h)	Durata unui ciclu al autocamionului					Durata deplas. de 1 km (pt. V = 35 km/h) t	Costul pe durata deplasării $C \cdot t$	Costul de pe autocam. pe 1 km (lei/km)	Total C''_{AUTO} (lei/km)
		Excavator	n	Ciclul excav. t_c min	$t_1 = 0{,}02_n t_c +$ + 0,083	Total C'_{AUTO} (lei)				
SR–131 (Q=3t= =1,66m³)	15,566	E–03	5,5	1	0,193*	3,10	0,0285	0,442	0,858	1,300**
		E–04	4	1,1	0,171	2,66				
		E–05	3,5	1	0,153	2,36				
		E–06	3	1	0,143	2,31				
		E–1252	1,5	0,98	0,113	1,75				
SR–113 (Q=5t= =2,8m³)	17,787	E–03	9,5	1	0,270	4,76	0,0285	0,507	0,853	1,360
		E–04	7	1,1	0,237	4,20				
		E–05	5,5	1	0,204	3,60				
		E–06	4,5	1	0,173	3,04				
		E–1252	2,5	0,98	0,132	2,34				
SR–115 (Q=10T= =5,6m³)	19,729	E–03	19	1	0,463	9,10	0,0285	0,562	1,139	1,701
		E–04	14	1,1	0,391	7,50				
		E–05	11	1	0,303	5,85				
		E–06	9,5	1	0,273	5,25				
		E–1252	4,5	0,98	0,173	3,34				
SR–109 (Q=4t= =2,23m³)	17,398	E–03	7,5	1	0,233	4,30	0,0285	0,496	0,971	1,467
		E–04	5,5	1,1	0,204	3,53				
		E–05	4,5	1	0,173	2,96				
		E–06	4	1	0,171	2,94				
		E–1252	2	0,98	0,123	2,10				
SR–2AB4 (Q=4t= =2,23m³)	17,524	E–03	7,5	1	0,233	4,30	0,0285	0,500	0,971	1,471
		E–04	5,5	1,1	0,204	3,53				
		E–05	4,5	1	0,173	2,96				
		E–06	4	1	0,171	2,94				
		E–1252	2	0,98	0,123	2,10				

* t_1 (durata în ore pentru încărcare, descărcare, manevre aşteptarea încărcării, accelerare, frînare etc.) se determină :

$$t_1 = \frac{nt_c\ K_M + 2t_{man} + t_{des} + 2t_{aşt}}{60}$$

în care :

n — număr de cupe excavator pentru umplerea autocamionului
t_c — durata unui ciclu al excavatorului (min)
K_M — coefic. care ţine seama de gradul de îndeminare a maşinistului (K_M = 1,2) ;
t_{man} — durata manevrelor la încărcare şi descărcare (t = 1 min) ;
t_{desc} — durata descărcării (t = 1 min în cazul basculantelor)
$t_{aşt}$ — durata aşteptărilor la încărcare şi descărcare, ţinînd seama de neuniformitatea sosirilor (t = 1 min)

Formula poate fi pusă şi sub forma :

$$t_1 = \frac{1{,}2\ nt_c + 5}{60} = 0{,}02\ nt_c + 0{,}083$$

** Costul deplasării autocamionului pe distanţa de 1 km se determină :

$$C''_{AUTO} = C_{maş\cdot oră} \cdot t + C_{km} \text{ lei/km}$$

în care :

C_{km} este costul deplasării autocamionului pe distanţa de 1 km, iar t este durata în ore a deplasării autocamionului pe distanţa de 1 km.

Tabela 4

Determinarea costului unui m³ de pămînt săpat cu excavatoarele şi transportat la distanţa *L* cu autocamioanele

Tipul excavatorului	Cheltuieli independente de parcurs — A — Tipul autocamionului					Cheltuieli independente de parcurs — B — Tipul autocamionului				
	SR-131 3t	SR-113 5t	SR-115 10t	SR-109 4 t	SR-2AB4 4t	SR-131 3t	SR-113 5t	SR-115 10t	SR-109 4t	SR-2AB4 4t
E 03	4,686	4,556	4,426	4,756	4,756	1,73	1,09	0,683	1,45	1,47
E 04	5,540	5,440	5,260	5,530	5,530	1,73	1,09	0,683	1,45	1,47
E 05	5,202	5,072	4,802	5,107	5,107	1,73	1,09	0,683	1,45	1,47
E 06	4,657	4,517	4,347	4,767	4,767	1,73	1,09	0,683	1,45	1,47
E 1252	3,042	2,817	2,547	2,927	2,927	1,73	1,09	0,683	1,45	1,47

Optimizarea alegerii tipului de excavator şi de autocamion, în cazul unei lucrări de pămînt, poate fi făcută cu ajutorul diagramelor propuse.

II. VARIAŢIA COSTULUI UNEI MAŞINI-ORE A EXCAVATORULUI, ÎN FUNCŢIE DE NUMĂRUL TOTAL DE ORE DE LUCRU ÎN CADRUL ACELUIAŞI OBIECT

Pentru determinarea acestei variaţii este necesar a se ţine seama de totalitatea cheltuielilor care intervin, şi anume:

$$C_{\text{maş·oră}} = \frac{U}{N_{ob}} + \frac{C_A + C_{R+i} + C_{\text{SAL}} + C_{\text{CAR}} + C_s + C_i + B}{N_{\text{an}}} \text{ lei/oră.}$$

Cu ajutorul datelor din tabela 1 s-a determinat costul unei ore-excavator în funcţie de numărul de ore de lucru în cadrul aceluiaşi obiect (tabela 5), pentru 10 excavatoare din cele aflate în număr mai mare. Figura 2 cuprinde curbele care ilustrează variaţia respectivă pentru excavatoarele E 03, E 04, U 500, E 05 şi E 652.

III. VARIAŢIA COSTULUI UNEI MAŞINI-ORE A EXCAVATORULUI ÎN FUNCŢIE DE NUMĂRUL TOTAL DE ORE DE LUCRU PE AN

Pentru determinarea acestei variaţii, s-a folosit aceeaşi expresie care redă costul unei maşini-ore, înlocuindu-se datele respective, pen-

Tabela 5

Determinarea costului unei maşini-ore (excavator) în funcţie de numărul de ore de lucru în cadrul aceluiaşi obiect

Tipul excavatorului	Formula de calcul	Număr de ore de lucru ale excavatorului la obiect N_{ob}								
		1	25	50	100	250	500	1000	2500	5000
E—03	$\frac{3908}{N_{ob}} + 41{,}20$	3949,2	196,7	119,6	80,28	56,80	49,00	45,11	42,76	41,98
E—04	$\frac{4928}{N_{ob}} + 46{,}20$	4974,2	243,2	144,7	95,48	65,90	56,00	51,19	48,16	47,18
U—500	$\frac{4928}{N_{ob}} + 59{,}30$	4987,3	256,3	157,8	108,58	79,00	69,10	64,23	61,26	60,28
E—05	$\frac{6404}{N_{ob}} + 85{,}50$	6489,5	342,5	213,5	149,54	111,10	98,30	91,90	88,07	86,78
E—652	$\frac{6985}{N_{ob}} + 87{,}50$	7072,5	365,5	277,0	157,35	115,40	101,50	94,48	90,30	88,90
E—06	$\frac{6985}{N_{ob}} + 87{,}50$	7072,5	365,5	277,0	157,35	115,40	101,50	94,48	90,30	88,90
E—10011	$\frac{16825}{N_{ob}} + 124{,}00$	16949,0	786,0	462,0	292,25	191,50	157,70	140,83	130,75	127,34
E—1252	$\frac{15865}{N_{ob}} + 122{,}50$	15987,5	757,5	440,0	281,15	186,00	154,20	138,37	128,85	125,67
Ry—150151	$\frac{17835}{N_{ob}} + 134{,}5$	17969,5	849,5	491,5	312,85	206,00	170,00	152,93	141,65	138,08
DEMAG	$\frac{37695}{N_{ob}} + 189{,}50$	37884,5	1644,5	919,5	566,45	334,50	262,00	225,94	204,00	196,75

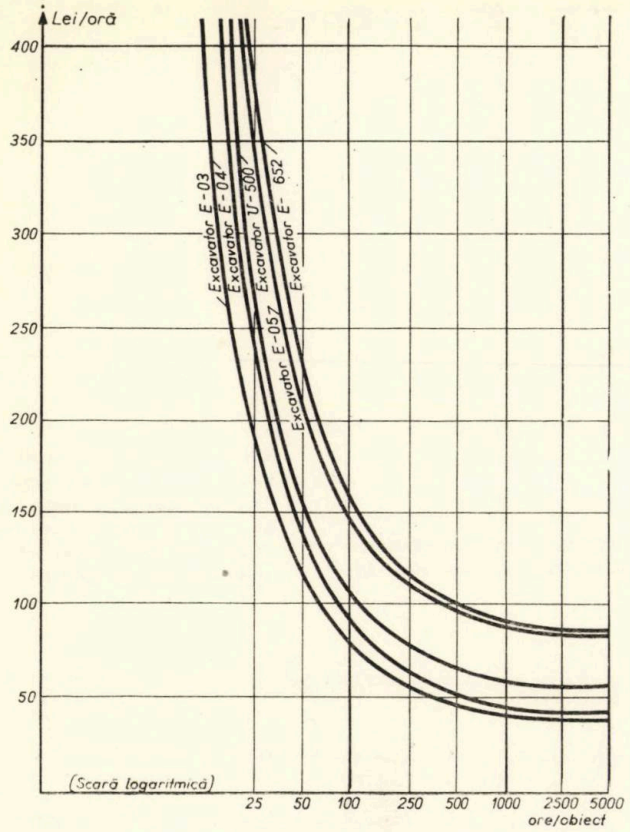


Fig. 2 – Variația costului unei mașini-ore a excavatorului în funcție de numărul de ore de lucru în cadrul aceluiași obiect, pentru excavatoarele E 03, E 04, U 500. E05 și E 625

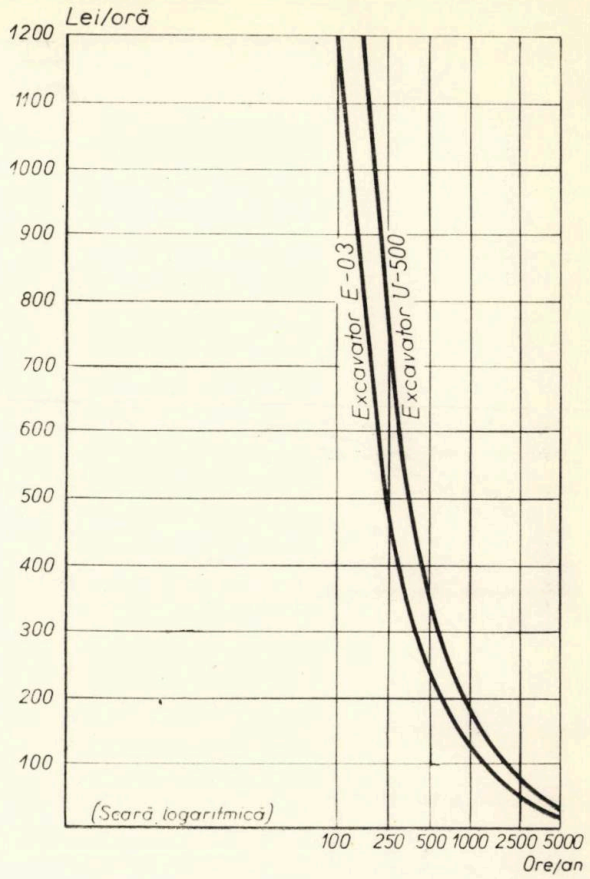


Fig. 3 – Variația costului unei mașini-ore a excavatorului în funcție de numărul total de ore de lucru pe an

tru un număr de 100, 250, 500, 1000, 2500 și 5000 ore de lucru anual.

Menționăm că în calcul s-a considerat că excavatorul efectuează, în medie, numai două mutări pe an ($n = 2$), ceea ce înseamnă că numărul de ore la obiect este egal cu jumătate din numărul anual de ore de lucru ale excavatorului respectiv. Tabela 6 conține determinarea costului unei mașini-ore, în funcție de numărul de ore de lucru pe an, iar fig. 3 cuprinde curbele variației respective pentru excavatoarele E 03 și U 500.

IV. VARIAȚIA COSTULUI UNUI METRU CUB DE PĂMÎNT SĂPAT CU EXCAVATORUL ȘI ÎNCĂRCAT ÎN MIJLOCUL DE TRANSPORT, ÎN FUNCȚIE DE VOLUMUL TOTAL DE LUCRĂRI DE PĂMÎNT

Costul poate fi determinat cu ajutorul formulei

$$C_{\text{lei/m}^3} = \frac{U}{V_{ob}} +$$

$$+ \frac{C_A + C_{R+i} + C_{\text{SAL}} + C_{\text{CAR}} + C_s + C_i + B}{V_{\text{an}}}$$

în care :

V_{ob} — volumul lucrărilor de pămînt ce trebuie executate la un singur obiectiv, în m³ ;

V_{an} — volumul de lucrări ce se execută anual, în m³

Restul termenilor au semnificațiile arătate mai sus.

Cu ajutorul datelor din tabela 1 s-a determinat costul unui m³ de pămînt săpat și încărcat în mijlocul de transport (tabela 7) și au fost construite curbele respective (fig. 4) pentru excavatoarele E 03, E 04 și E 05.

V. VARIAȚIA COSTULUI UNEI MAȘINI-ORE A EXCAVATORULUI ÎN FUNCȚIE DE VECHIMEA LUI

Această variație poate fi exprimată în funcție de totalitatea cheltuielilor care trebuie luate în considerare, și anume :

$$C_{\text{maș.oră}} = \frac{U}{N_{ob}[1 + \tau(T_i - 1)K_p]} + \frac{C_{\text{an}}}{N_{\text{an}}} +$$

$$+ K_{\text{rep}} \cdot C_{\text{rep}}[1 + \alpha(T_i - 1)] +$$

$$+ K_{\text{en+car}}(C_{\text{an}} + C_{\text{mat.întreț.}})[1 + \beta(T_i - 1)] \quad \text{lei/h}$$

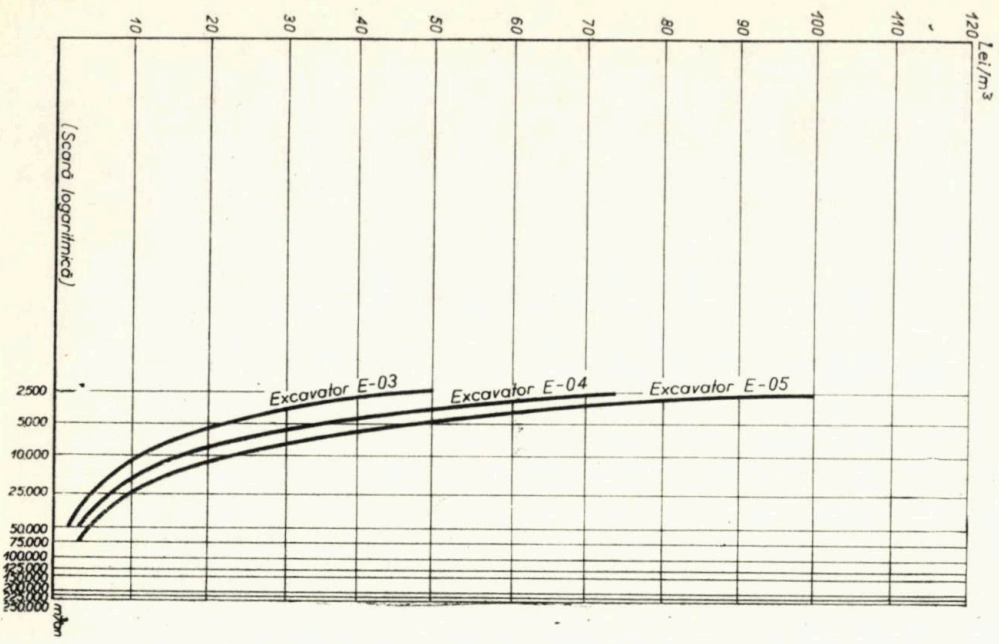


Fig. 4 – Variația costului unui m³ de pământ săpat cu excavatorul și încărcat în mijlocul de transport, în funcție de volumul total de lucrări de pământ

Tabela 6

Determinarea costului unei mașini-ore (excavator) în funcție de numărul de ore de lucru total pe an

Nr. crt.	Tipul excavatorului	Determinarea costului unei mașini-ore (lei/oră)						
		Formula de calcul *	Număr de ore de lucru pe an					
			100	250	500	1000	2500	5000
1.	E–03	$\frac{3908}{N_{ob}} + \frac{110340}{N_{an}}$	1181,5	491,56	254,81	118,15	49,15	24,58
2.	E–04	$\frac{4928}{N_{ob}} + \frac{162880}{N_{an}}$	1727,5	741,53	370,72	172,75	74,15	37,07
3.	U–500	$\frac{4928}{N_{ob}} + \frac{158800}{N_{an}}$	1686,7	703,40	351,60	168,67	70,34	35,16
4.	E–05	$\frac{6404}{N_{ob}} + \frac{229810}{N_{an}}$	2426,6	1008,00	505,86	241,66	100,80	50,58
5.	E–652	$\frac{6985}{N_{ob}} + \frac{236530}{N_{an}}$	2504,8	1045,98	522,93	250,48	104,59	52,29
6.	E–06	$\frac{6985}{N_{ob}} + \frac{236530}{N_{an}}$	2504,8	1044,48	522,93	250,48	104,48	52,21
7.	E–10011	$\frac{16825}{N_{ob}} + \frac{332370}{N_{an}}$	3659,7	1503,07	761,43	365,97	150,30	76,14
8.	E–1252	$\frac{15865}{N_{ob}} + \frac{333270}{N_{an}}$	3649,7	1510,37	755,39	364,97	151,03	75,53
9.	Ry–150151	$\frac{17835}{N_{ob}} + \frac{362240}{N_{an}}$	3978,4	1652,88	826,38	397,84	165,28	82,63
10	DEMAG	$\frac{37695}{N_{ob}} + \frac{506924}{N_{an}}$	5824,2	2411,32	1205,94	582,50	241,13	120,59

* Se consideră în calcul două mutări pe an. Deci $N_{ob} = \frac{N_{an}}{2}$

Tabela 7

Variaţia costului unui m³ de pămînt săpat cu excavatorul şi încărcat în mijlocul de transport în funcţie de volumul total de lucrări de pămînt

Tipul excavat.	Formula de calcul *	Determinarea costului unui m³ (lei/m³) — Volumul de săpături executat de excavator pe an (m³)											
		2.500	5.000	10.000	25.000	50.000	75.000	100.000	125.000	150.000	200.000	225.000	250.000
E—03	$\frac{3908}{V_{ob}} + \frac{110340}{V_{an}}$	49,15	24,58	12,29	4,91	2,45	—	—	—	—	—	—	—
E—04	$\frac{4928}{V_{ob}} + \frac{162860}{V_{an}}$	74,15	37,07	18,53	7,41	3,70	—	—	—	—	—	—	—
U—500	$\frac{4928}{V_{ob}} + \frac{158800}{V_{an}}$	70,34	35,17	17,58	7,03	3,61	—	—	—	—	—	—	—
E—05	$\frac{6404}{V_{ob}} + \frac{229810}{V_{an}}$	100,80	50,40	25,20	10,08	5,05	3,37	—	—	—	—	—	—
E—652	$\frac{6985}{V_{ob}} + \frac{236530}{V_{an}}$	104,59	52,29	26,15	10,45	5,22	3,49	2,61	—	—	—	—	—
E—06	$\frac{6985}{V_{ob}} + \frac{236530}{V_{an}}$	104,48	52,24	26,12	10,44	5,22	3,48	2,51	—	—	—	—	—
E—10011	$\frac{16825}{V_{ob}} + \frac{332370}{V_{an}}$	150,30	75,15	37,57	15,03	7,51	5,06	3,81	3,04	2,53	—	—	—
E—1252	$\frac{15865}{V_{ob}} + \frac{333270}{V_{an}}$	151,03	75,51	37,77	15,10	7,50	5,03	3,78	3,00	2,49	1,83	—	—
Ry—150151	$\frac{17835}{V_{ob}} + \frac{362240}{V_{an}}$	165,28	82,64	41,32	16,52	8,26	5,51	4,13	3,29	2,76	1,95	1,83	—
DEMAG	$\frac{37695}{V_{ob}} + \frac{506924}{V_{an}}$	241,13	120,57	60,28	24,11	12,05	8,05	6,03	4,82	4,02	3,01	2,68	2,41

* Se consideră în calcul două mutări pe an. Deci $V_{ob} = \frac{V_{an}}{2}$

în care :

τ — raport între creşterea anuală a duratei de lucru a excavatorului la obiect, în ore, şi durata de lucru a maşinii la obiect, în primul an

T_i — vechimea excavatorului, în ani

K_p — raport între productivitatea pe oră a unui excavator de vechime medie şi productivitatea corespunzătoare a unui excavator în primul an de funcţionare

C_{an} — cheltuieli anuale (amortizări, reparaţii, întreţinere salarii, carburanţi, cheltuieli indirecte, cheltuieli generale ale întreprinderii, beneficiu)

K_{rep} — raport între cheltuielile de reparaţii pe ora de lucru efectiv, pentru un excavator în primul an de funcţionare şi cheltuielile corespunzătoare pentru un excavator de vechime medie

K_{en+car} — idem privind cheltuielile pentru energie şi carburanţi

C_{rep} — Cheltuieli pentru reparaţii curente şi capitale, care revin pe maşină-oră, pentru un excavator de vechime medie, calculat conform normelor

α şi β — raport între creşterea anuală a cheltuielilor care revin pe ora de funcţionare şi cheltuielile pe oră, în primul an de funcţionare, pentru reparaţii curente şi capitale şi pentru energie electrică sau carburanţi

$C_{mat.intreţ.}$ — cheltuieli pentru materialele de întreţinere a excavatorului, pe oră de funcţionare, pentru un excavator de vechime medie, calculate conform normelor în lei/h.

În literatura de specialitate se recomandă diferite valori pentru coeficienţii luaţi în con-

Variația costului unei mașini-ore în funcție de vechimea mașinii
Vechimea excavatorului: 2 ani

Tabela 8

Excavator	$C = \frac{U}{N_{ob}[1+\tau(T_i-1)K_p]} + \frac{C}{N_{an}} + K_r C_r\,[1+\alpha\,(T_i-1)] + K_{en+c}(C_{CAR}+C_{mat})[1+\beta(T_i-1)]$	C_2 (lei/oră)
E–03	$\frac{3908}{1400\times1,0092} + \frac{110340}{2800} + 0,8 \times \frac{24000}{2800}\,1,03 + 0,9 \times \frac{15300+8340}{2800}\,1,015 =$	57,84
E–04	$\frac{4928}{1400\times1,0092} + \frac{162880}{2800} + 0,8 \times \frac{43320}{2800}\,1,03 + 0,9 \times \frac{15300+15060}{2800}\,1,015 =$	87,47
U–500	$\frac{4928}{1400\times1,0092} + \frac{158800}{2800} + 0,8 \times \frac{36000}{2800}\,1,03 + 0,9 \times \frac{15300+13300}{2800}\,1,015 =$	82,32
E–05	$\frac{6404}{1400\times1,0092} + \frac{229810}{2800} + 0,8 \times \frac{65200}{2800}\,1,03 + 0,9 \times \frac{23800+12810}{2800}\,1,015 =$	121,22
E–652	$\frac{6985}{1500\times1,0092} + \frac{236530}{3000} + 0,8 \times \frac{65520}{3000}\,1,03 + 0,9 \times \frac{25200+12810}{3000}\,1,015 =$	116,73
E–06	$\frac{6985}{1500\times1,0092} + \frac{236530}{3000} + 0,8 \times \frac{65520}{3000}\,1,03 + 0,9 \times \frac{25200+12910}{3000}\,1,015 =$	116,61
E–10011	$\frac{16825}{1500\times1,0092} + \frac{332370}{3000} + 0,8 \times \frac{99000}{3000}\,1,03 + 0,9 \times \frac{38400+13970}{3000}\,1,015 =$	169,80
E–1252	$\frac{15865}{1500\times1,0092} + \frac{333270}{3000} + 0,8 \times \frac{99000}{3000}\,1,03 + 0,9 \times \frac{39300+13970}{3000}\,1,015 =$	168,95
E–Ry 150151	$\frac{17835}{1400\times1,0092} + \frac{362240}{2800} + 0,8 \times \frac{102600}{2800}\,1,03 + 0,9 \times \frac{32200+21440}{2800}\,1,015 =$	194,95
DEMAG	$\frac{37695}{1300\times1,0092} + \frac{506924}{2600} + 0,8 \times \frac{114000}{2600}\,1,03 + 0,9 \times \frac{43800+15124}{2600}\,1,015 =$	288,85

Tabela 9

Variația costului unei mașini-ore în funcție de vechimea mașinii
Vechimea excavatorului: 15 ani

Excavator	$C = \frac{U}{N_{ob}[1+\tau(T_i-1)K_p]} + \frac{C}{N_{an}} + K_r C_r[1+\alpha(T_i-1)] + K_{en+c}(C_{CAR}+C_{mat})[1+\beta(T_i-1)]$	C_{15} (lei/oră)
E–03	$\frac{3908}{1400\times1,1288} + \frac{110340}{2800} + 0,8 \times \frac{24000}{2800}\,1,42 + 0,9 \times \frac{15300+8340}{2800}\,1,210 =$	68,00
E–04	$\frac{4928}{1400\times1,1288} + \frac{162880}{2800} + 0,8 \times \frac{43320}{2800}\,1,42 + 0,9 \times \frac{15300+15060}{2800}\,1,210 =$	95,07
U–500	$\frac{4928}{1400\times1,1288} + \frac{158800}{2800} + 0,8 \times \frac{36000}{2800}\,1,42 + 0,9 \times \frac{15300+13330}{2800}\,1,210 =$	88,17
E–05	$\frac{6404}{1400\times1,1288} + \frac{229810}{2800} + 0,8 \times \frac{65200}{2800}\,1,42 + 0,9 \times \frac{23800+12810}{2800}\,1,210 =$	130,56
E–652	$\frac{6985}{1500\times1,1288} + \frac{236530}{3000} + 0,8 \times \frac{65520}{3000}\,1,42 + 0,9 \times \frac{25200+12810}{3000}\,1,210 =$	126,36
E–06	$\frac{6985}{1500\times1,1288} + \frac{236530}{3000} + 0,8 \times \frac{65520}{3000}\,1,42 + 0,9 \times \frac{25200+12810}{3000}\,1,210 =$	126,23
E–10011	$\frac{16825}{1500\times1,1288} + \frac{332370}{3000} + 0,8 \times \frac{99000}{3000}\,1,42 + 0,9 \times \frac{38400+13970}{3000}\,1,210 =$	181,80
E–1252	$\frac{15865}{1500\times1,1288} + \frac{345968}{3000} + 0,8 \times \frac{99000}{3000}\,1,42 + 0,9 \times \frac{39300+13970}{3000}\,1,210 =$	181,10
E–Ry 150151	$\frac{17835}{1400\times1,1288} + \frac{362240}{2800} + 0,8 \times \frac{102600}{2800}\,1,42 + 0,9 \times \frac{32200+21440}{2800}\,1,210 =$	208,18
DEMAG	$\frac{37695}{1300\times1,1288} + \frac{506924}{2600} + 0,8 \times \frac{114000}{2600}\,1,42 + 0,9 \times \frac{43800+15124}{2600}\,1,210 =$	303,30

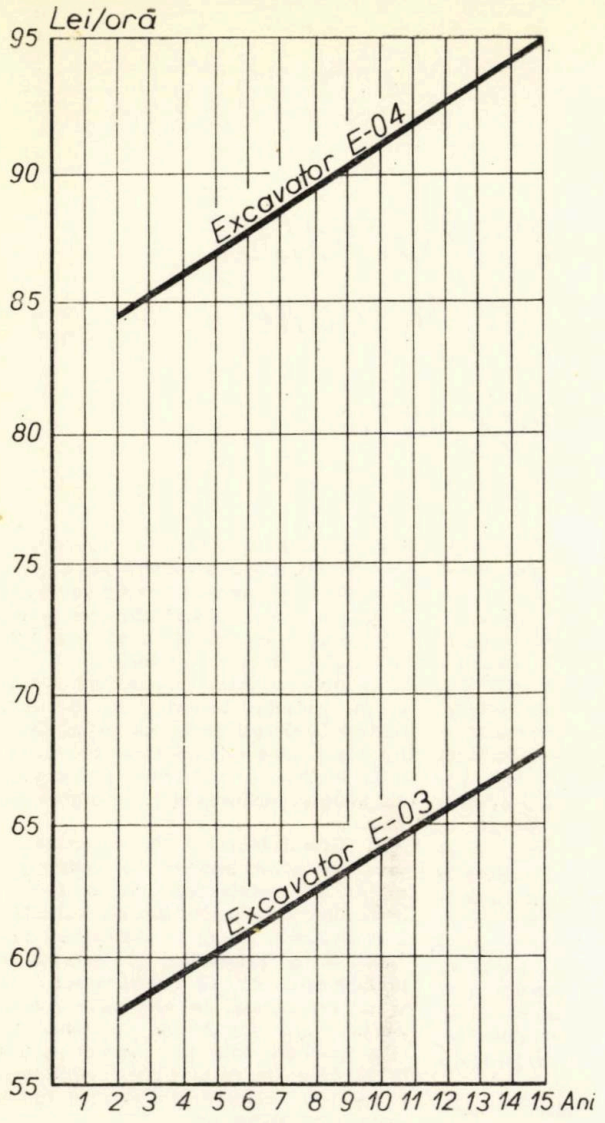


Fig. 5 – Variaţia costului unei maşini-ore în funcţie de vechimea excavatorului, în cazul excavatorului E 03 şi E 04

siderare, în limite destul de largi, cum ar fi, de exemplu :

$$K_{rep} = 0{,}8 - 0{,}87$$
$$K_{en+car} = 0{,}9 - 0{,}97$$
$$K_p = 0{,}92 - 0{,}98$$
$$\alpha = 0{,}03 - 0{,}05$$
$$\beta = 0{,}015 - 0{,}03$$
$$\tau = 0{,}01 - 0{,}02.$$

Pe baza datelor de mai sus s-a examinat variaţia costului unei maşini-ore, exprimată în funcţie de vechimea excavatorului, în cazul excavatoarelor luate în considerare în exemplele precedente.

Tabelele 8 şi 9 conţin calcularea unor elemente necesare stabilirii costurilor, presupunînd că vechimea excavatoarelor variază între 2 şi 15 ani, iar figura 5 prezintă graficele variaţiei costurilor pentru excavatoarele E 03 şi E 04. În calcule au fost luate în considerare pentru coeficienţii α, β şi τ valorile următoare : $\alpha = 0{,}03$, $\beta = 0{,}015$ şi $\tau = 0{,}01$.

*

Din considerentele expuse în cele de mai sus se poate aprecia importanţa pe care o are, pentru o mai corectă evaluare a preţului de cost efectiv, luarea în considerare a tuturor factorilor de natură să influenţeze preţul de cost respectiv.

Optimizarea alegerii utilajelor pentru executarea lucrării trebuie să ţină seama de factorii principali, aceasta fiind una din condiţiile asigurării unei eficienţe economice corespunzătoare.

BIBLIOGRAFIE

[1] * * * *Metodologia pentru determinarea preţului de deviz pe ora de funcţionare efectivă a utilajelor folosite la lucrările de construcţii-montaj.* Ministerul Construcţiilor Industriale INCERC, 1970.

[2] * * * *Metodologia pentru stabilirea tarifelor de încheiere a utilajelor folosite la lucrările de construcţii-montaj.* Ministerul Construcţiilor Industriale, 1970.

[3] * * * *Catalog de utilaj pentru lucrări de construcţii.* INCERC

[4] Negru R., Bogdan N. şi alţii : *Tehnologia lucrărilor de construcţii.* Editura Tehnică, 1964.

CRONICA

PREFABRICAREA BETONULUI
A IV-a Conferință de betoane

Brașov, 9—11 decembrie 1971

În perioada 9—11 decembrie 1971 peste 450 specialiști din industria prefabricatelor de beton, din execuție, din proiectare, cercetare și din învățămîntul superior s-au întrunit la Brașov, în cadrul celei de-a IV-a Conferințe de betoane, pentru a dezbate problemele studiilor, cercetărilor și realizărilor în domeniul tehnologiei prefabricării și al construcțiilor cu elemente prefabricate (metode și soluții de proiectare și execuție).

Conferința, organizată de Consiliul național al inginerilor și tehnicienilor în colaborare cu Ministerul Industriei Materialelor de Construcții și Ministerul Construcțiilor Industriale, s-a bucurat de participarea unor specialiști în domeniul construcțiilor din prefabricate de beton armat și beton precomprimat din Anglia, Belgia, R. P. Bulgaria, R. S. Cehoslovacă, R. D. Germană, Israel, Olanda, R. P. Polonă, Spania și R. P. Ungară.

Participanții la conferință au putut studia referatele prezentate din volumele publicate în prealabil și care s-au axat pe următoarele trei teme :

I. Studii, cercetări și realizări privind tehnologia prefabricării betonului, betonului armat și betonului precomprimat (fabrici, poligoane, șantiere).

II. Proiectarea prefabricatelor.

III. Proiectarea și executarea unor lucrări remarcabile realizate cu elemente prefabricate.

În ședința de deschidere, participanții la Conferință au fost salutați de prof. ing. Constantin Avram, membru corespondent al Academiei R.S.R., din partea CNIT, de ing. Valeriu Cristescu, adjunct al ministrului, din partea Ministerul Industriei Materialelor de Construcții, de ing. Ștefan Dima,adjunct al ministrului, din partea Ministerului Construcțiilor Industriale. A urmat prezentarea de către ing. Ioan Vasilescu, director general al Centralei industriale a prefabricatelor de beton, a unui raport general asupra întregii tematici a conferinței. În continuare s-au desfășurat ședințele de lucru ale conferinței, fiecare destinată dezbaterii uneia din cele trei teme menționate mai sus. Fiecare ședință a fost deschisă de cîte un referat general care, alături de o sinteză a referatelor publicate, a prezentat stadiul actual al dezvoltării tehnicii și problematica activității de cercetare, proiectare și producție în domeniul temei respective.

Cei trei raportori generali au fost : pentru tema I ing. Nicolae Topa, director tehnic al Centralei industriale de prefabricate din beton (CIPB) ; pentru tema II : ing. Mircea Lupan, director adj. șt. la Institutul de cercetări în construcția și economia construcțiilor (INCERC) ; pentru tema III : ing. Leon Leibovici, director general al Trustului de construcții industrale — Brașov.

Lucrările conferinței s-au caracterizat printr-un nivel ridicat de abordare a aspectelor teoretice și practice și au subliniat din nou preocuparea pentru aplicarea celor mai înaintate realizări științifice și tehnice în tehnologia prefabricatelor, în activitatea de concepție și în execuția construcțiilor din elemente prefabricate din beton, constituind totodată un rodnic schimb de experiență pentru specialiștii prezenți.

Conferința a constatat interesul crescînd acordat adîncirii, cunoașterii fenomenelor fundamentale (modul de formare a structurii betonului și influența asupra acestuia a procedeelor tehnologice, precum și comportarea elementelor structurale la diferite solicitări) ca bază a perfecționării soluțiilor tehnologice și constructive concrete.

Remarcînd sporirea preocupărilor în activitatea de proiectare și de producție din fabrici și de pe șantier pentru aplicarea sistematică a cercetărilor în producție, valorificată prin elaborarea de noi soluții tehnice mai avansate, în cadrul conferinței s-a apreciat că este necesară o integrare mai deplină a preocupărilor științifice și tehnice la toate nivelurile (cercetare- proiectare, producție) într-un efort complex și unitar de cercetare-dezvoltare, parcurgînd toate etapele de la cercetări fundamentale și aplicative la proiectarea experimentală, realizarea de elemente și construcții experimentale, urmată de introducerea pe scară largă în practică.

S-a subliniat că această activitate trebuie să fie orientată cu claritate către atingerea la fiecare etapă a unor obiective tehnice precise, angajînd în aceasta toate forțele tehnico-științifice disponibile, inclusiv rezerva importantă constituită din învățămîntul superior de construcții. Această valorificare a importantelor forțe proprii de care se dispune în țara noastră, în condițiile unui permanent contact cu realizările cele mai bune din străinătate, va permite și în acest domeniu intensificarea participării noastre la schimbul internațional de valori materiale și spirituale, va putea deveni un bogat izvor de export de inteligență.

La încheierea conferinței participanții au adoptat următoarele principale concluzii :

1. Ritmul foarte înalt de creștere a productivității muncii în construcții, alături de cerința reducerii continue a costurilor și de perfecționarea calitativă a realizărilor, impun o dezvoltare substanțială a producției și folosirii de prefabricate, atît ca volum general, cît și ca diversitate, în condițiile sporirii considerabile a gradului de tehnicitate și a nivelului calitativ, bazate pe progresul științific, pe mărirea în continuare a aportului cercetării științifice fundamentale și aplicative.

Soluțiile tehnice cu folosirea prefabricării la construcțiile tipizate de serie și tehnologiile de execuție folosite și-au dovedit eficiența, dar ele trebuie să fie perfecționate în continuare, deoarece sînt supuse unei uzuri morale accelerate, ceea ce face ca la intervale de timp scurte (5—10 ani) să fie necesară chiar înlocuirea lor cu noi soluții mai avansate, mai competitive. Elaborarea lor, bazată pe studii de prognoză, trebuie să se încadreze într-un proces continuu, condus cu luciditate, în care să fie antrenat întreg potențialul disponibil de creativitate tehnică și științifică.

2. Relevînd progresele substanțiale înregistrate în ultimii ani în tehnologiile de confecționare a elementelor prefabricate, rod al eforturilor creatoare ale specialiștilor din industria prefabricatelor, conferința a subliniat că în condițiile actuale de creștere a exigenței pentru calitate, avînd în vedere și necesitatea scăderii continue a manoperei totale de execuție a clădirilor, trebuie asigurată în continuare perfecționarea procedeelor de execuție a prefabricatelor. În acest scop :

a. Apare necesară o îmbunătățire a actualelor procedee prin aplicarea consecventă, pe baza cooperării strînse și

colegiale a tuturor factorilor (cercetare, proiectare tehnologică, producție și învățămînt superior), indiferent de apartenența departamentală a cunoștințelor și experienței acumulate pînă în prezent. Se apreciază că această acțiune, abordată sistematic, va avea drept rezultat o ridicare importantă a nivelului de prefabricare și prefinisare a construcțiilor, extinderea domeniului de utilizare și pentru condiții speciale (acțiuni seismice, medii corosive etc.), creșterea productivității muncii și reduceri ale prețului de cost.

b. Rezultă necesar ca activitatea de cercetare și dezvoltare să se preocupe în continuare de adîncirea cunoașterii intime a structurii materialelor și a comportării elementelor, a relației dintre structură și proprietăți, a factorilor tehnologici care influențează calitățile materialelor și elementelor, permițînd elaborarea bazelor unor procedee noi de obținere de materiale și elemente cu proprietăți îmbunătățite de calitate ridicată.

c. O atenție deosebită se cuvine a se acorda introducerii de noi materiale de mare eficiență : cimenturi cu întărire foarte rapidă și cu rezistențe finale mari, cimenturi cu comportare optimă la tratare termică, noi tipuri eficiente de armături de înaltă rezistență, noi tipuri avantajoase de agregate ușoare etc. Trebuie să se dezvolte și să se finalizeze cercetările în vederea realizării tehnologiilor industriale de producere a betoanelor cu rezistențe ridicate (600—800 kgf/cm²), de obținere de betoane ușoare de rezistență (300—500 kgf/cm²). Vor trebui dezvoltate studii și cercetări pentru crearea de soluții și procedee noi pentru realizarea de elemente cu structură complexă, asociind betonul armat și precomprimat cu metalul și polimerii sintetici. Pentru acestea, ca și pentru toate soluțiile și procedeele nou introduse, trebuie să se instituie un sistem de verificare și atestare, care să ofere garanțiile necesare în ce privește calitatea și comportarea în timp.

3. Conferința consideră că este necesară mai departe dezvoltarea metodelor de urmărire a calității produselor prefabricate, cu scopul de a obține elemente pentru care să existe grad înalt de garanție în ce privește securitatea, aspectul și alte proprietăți esențiale. Acordînd toată atenția metodelor de verificare a calității produselor realizate (încercarea distructivă accelerată a cimenturilor și betoanelor, noi procedee mai comode și precise de verificare a calității betoanelor prin metode fizice — cu ultrasunete și radiații etc.), apare indicată punerea accentului pe metode de control ale proceselor tehnologice, care să asigure, prin respectarea strictă a parametrilor corespunzători, obținerea implicită a calității scontate. Este necesară elaborarea metodelor potrivite de control pentru fiecare etapă sau fază a proceselor tehnologice, ca parte componentă, de nedespărțit, a acestora.

4. Lucrările prezentate conferinței, intervențiile la discuții ale participanților au subliniat gradul avansat de prefabricare atins în unele domenii de construcții (hale industriale parter) și progresele realizate în altele (de ex. locuințe cu un număr redus de etaje, poduri ș.a.).

Totodată s-a pus în evidență necesitatea accelerării generalizării folosirii prefabricatelor eficiente, competitive cu soluțiile monolite, industrializate sau mixte, în domeniile locuințelor cu un număr mai mare de niveluri, a construcțiilor social-culturale și administrative, a construcțiilor industriale etajate, a construcțiilor agrozootehnice și altor construcții rurale, a podurilor (în special a celor de cale ferată) și altor construcții inginerești, la care astăzi se constată rămîneri în urmă.

5. În ceea ce privește concepția soluțiilor constructive pentru clădiri cu diferite destinații, participanții consideră că alături de dezvoltarea și perfecționarea în continuare a sistemului de prefabricare „închisă" (în special pentru locuințe), presupunînd seturi de elemente cu funcțiuni bine determinate, integrate într-o soluție structurală precisă, studiată în toate detaliile ei, este necesară acordarea unei atenții mai mari prefabricării „deschise", presupunînd folosirea de elemente cu grad ridicat de universalitate, aplicabile la o diversitate mai mare de soluții structurale. Promovarea acestui sistem de prefabricare va putea contribui prin varietatea largă de soluții oferite și la cerința diversificării arhitecturale, evitînd monotonia de aspect, deseori considerată (greșit) ca un atribut inerent al prefabricării. Totodată, seriile foarte mari și simplitatea elementelor sînt de natură a contribui și la scăderea costului prefabricatelor de acest tip.

Pentru ambele concepții de prefabricare, care se consideră că își vor păstra fiecare domeniile de folosire cele mai adecvate, participanții la conferință apreciază că trebuie să se aibă în vedere următoarele :

a. Pentru simplificarea și reducerea operațiilor de montaj, dimensiunile elementelor trebuie să crească. La locuințe, eforturile trebuie să se orienteze pe introducerea de trame mărite, pe realizarea de panouri de cîte două camere, pe generalizarea folosirii cabinelor sanitare spațiale, pregătind totodată trecerea la aplicarea pe scară largă, într-un viitor nu prea depărtat, a prefabricării integrale a clădirilor din mari elemente spațiale, cu grad avansat de finisare și de echipare.

b. Pentru reducerea manoperei, simplificarea finisajelor, scurtarea duratei execuției, o atenție specială trebuie să se acorde sistemelor de îmbinare, elaborîndu-se soluții simplificate care evită procesele umede, dar care să răspundă cerințelor de rezistență la acțiuni seismice, specifice țării noastre, în cadrul unor toleranțe acceptabile. Totodată, apare utilă aplicarea de noi metode de industrializare a execuției lucrărilor pînă la cota zero, cu folosirea eventuală, la unele construcții, de elemente prefabricate pentru fundații și îmbunătățind concepția organizatorică a execuției clădirilor prin despărțirea operațiilor de realizare a cotei zero de cele pentru executarea părții de suprastructură.

c. În dezvoltarea prefabricării, în afara soluțiilor bazate în întregime pe beton, apare necesar să se acorde întreaga atenție elaborării de soluții de elemente și structuri de clădiri mixte, la care, alături de beton, se folosesc și alte materiale noi, eficiente, bazate pe polimeri sintetici, azbociment, metal ș.a., valorificînd în mod optim calitățile fiecăruia din aceste materiale.

d. Conferința apreciază că, în concepția clădirilor, un efort important trebuie să fie consacrat elaborării de soluții în care diversele prefabricate să fie concepute cu un grad maxim de omogenitate din punct de vedere al greutății, pentru a asigura folosirea cu maximă eficiență a mijloacelor de transport și de ridicare.

6. Progresul rapid al nivelului cunoașterii științifice și viteza mare de reflectare a rezultatelor cercetării în tehnică, cu schimbările revoluționare pe care le antrenează în producție, duc la ritmuri mereu mai accelerate de învechire a cunoștințelor dobîndite în trecut și la necesitatea permanentei lor reînnoiri, pe calea studiului continuu, a reciclărilor periodice, a publicațiilor, a consfătuirilor și altor manifestări tehnico-științifice.

Ținînd seama de diversitatea cuprinderii lor administrative, în mod deosebit pentru construcții apar indispensabile formele de contact și de comunicare directă tehnico-științifică. În acest context se apreciază ca foarte pozitivă organizarea anuală de către Consiliul național al inginerilor și tehnicienilor, în colaborare cu ministerele de specialitate și cu instituțiile de învățămînt superior, a conferințelor de betoane, tratînd de fiecare dată probleme de deosebită importanță și actualitate pentru practica construcțiilor și permițînd orientarea mai bună a activității tehnico-științifice în acest domeniu.

Pentru tematica anului 1972 se propun probleme ale unificării prescripțiilor de calcul pentru beton, beton armat și beton precomprimat, realizîndu-se astfel una din prevederile concluziilor Conferinței a III-a de betoane (Cluj — octombrie 1970). În același timp se apreciază din nou că, în afara conferințelor anuale, este indicată păstrarea unui contact mai strîns între specialiști pe domenii mai înguste de preocupare. În acest sens se propune ca, în baza sprijinului ministerelor, C.N.I.T., prin Comisia de betoane și încercarea construcțiilor, să organizeze între conferințele anuale o activitate tehnico-științifică cu caracter de continuitate, concretizată prin simpozioane, expuneri ș.a. și orientată pe principalele domenii de activitate ale comisiei.

7. Participanții la cea de-a IV-a Conferință de betoane, conștienți de sarcinile importante care le revin în continuare, se angajează ferm să muncească cu devotament, folosindu-și toate cunoștințele, și să antreneze pe ceilalți specialiști la îndeplinirea exemplară a obligațiilor ce le revin, contribuind pe toate căile la promovarea progresului tehnic, la îmbunătățirea indicilor economici și calitativi, sprijinind astfel din plin progresul patriei noastre pe calea creării societății socialiste multilateral dezvoltate.

MUSZAKI DOKUMENTÁCIÓS IRODA

Recomandări pentru autori

Inginerii constructori din cercetare, învățămînt, proiectare și execuție, care trimit articole spre publicare, sînt rugați insistent să țină seamă de următoarele:

TEXTUL

● nici un articol care reproduce lucrări sau părți esențiale ale unor lucrări ale autorului apărute anterior în țară nu va fi publicat în revistă;

● articolul va fi trimis în **două** exemplare dactilografiate la două rînduri (*nu se primesc materiale scrise pe foiță*);

● articolul nu va depăși **10 — 12** pagini;

ILUSTRAȚIA

● figurile care ilustrează articolul vor fi desenate pe calc, pe format de 18 — 24 cm maximum;

● fotografiile care însoțesc, eventual, articolul vor fi pe hîrtie lucioasă (format 9×12 minimum) și vor avea definiție bună și contrast cît mai puternic; în cazul în care felul cum trebuie așezată fotografia nu reiese evident din subiectul fotografiat, se va indica marginea superioară printr-o săgeată, pe reversul fotografiei;

● explicațiile materialului ilustrativ se vor scrie separat de textul articolului, iar pe reversul fiecărei figuri sau fotografii se va indica numărul corespunzător trimiterii din text;

FORMULELE

● formulele care cuprind litere grecești sau alte simboluri, ce nu există pe claviatura mașinii de scris, vor fi scrise de mînă **foarte citeț**;

● **indicii** și **exponenții** vor fi plasați cu toată atenția ca atare, astfel încît să nu fie posibilă nici o confuzie;

BIBLIOGRAFIA

● bibliografia articolului va cuprinde: numele și prenumele (în această ordine) autorului lucrării consultate și titlul lucrării (în limba originală, dacă lucrarea nu a fost tradusă în l. română); apoi, dacă este vorba de o carte: localitatea unde s-a publicat, editura, anul apariției; dacă este vorba de o revistă: titlul revistei (în original), țara unde apare, numărul și anul apariției;

REZUMATUL

● pe o foaie separată se va prezenta un rezumat de maximum 10 rînduri al articolului, acest rezumat urmînd a fi tradus de redacție în limbile engleză, franceză, germană și rusă;

AUTORUL

● articolul va fi iscălit cu prenumele întreg (nu cu inițiale) și numele autorului sau autorilor, sub care se va nota locul de muncă;

● pe copia articolului, la sfîrșit, se vor nota clar adresa și numărul de telefon unde redacția poate lua contact cu autorul

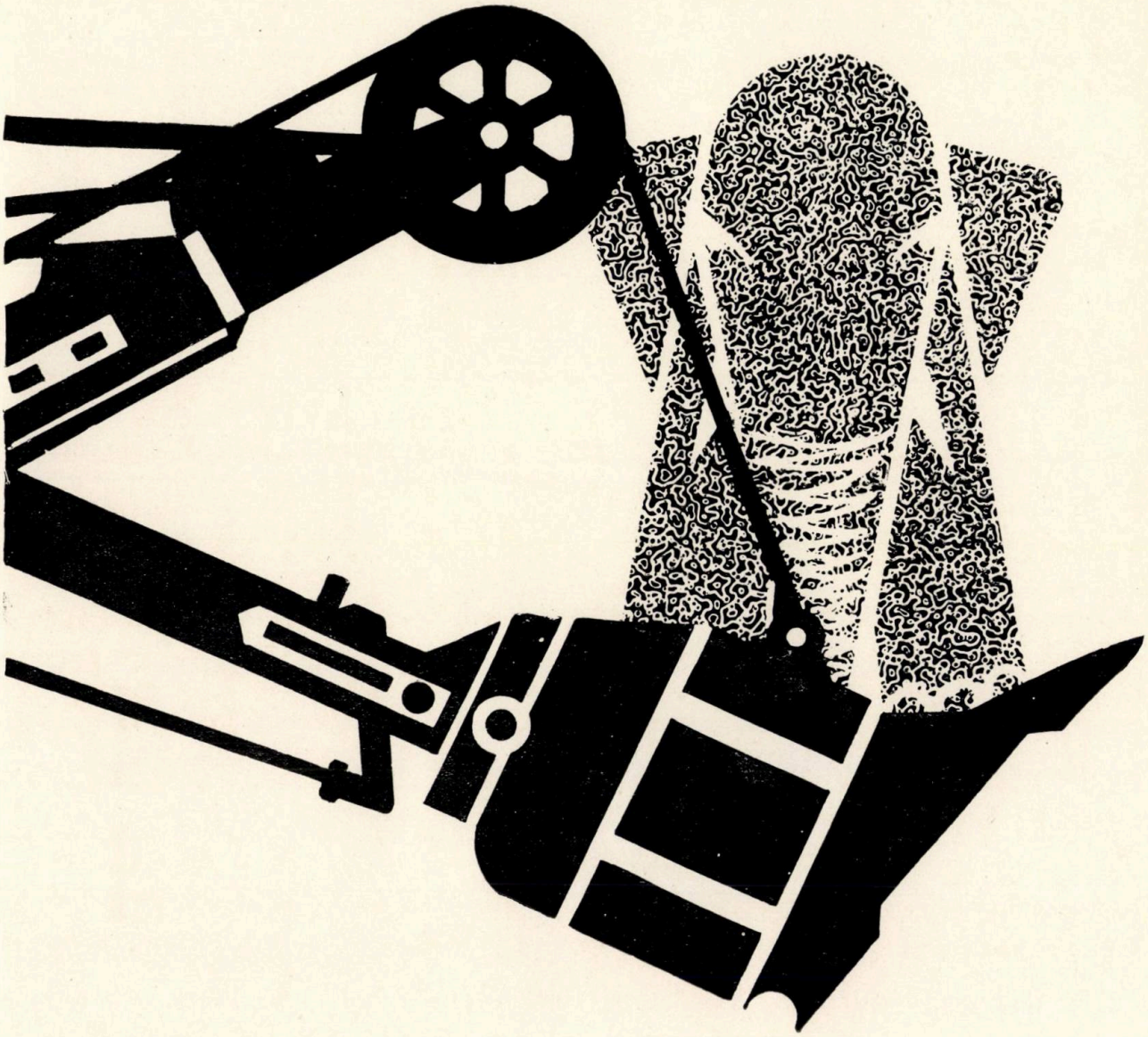
Programarea articolelor acceptate spre publicare va fi făcută în funcție de spațiul disponibil pentru materia de specialitate respectivă și ținîndu-se seama de data primirii la redacție a formei finale a articolului

Manuscrisele neacceptate spre publicare nu se restituie autorilor.

C.D.C.A.S. — REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

BUCUREȘTI — Str. EPISCOPIEI Nr. 9, Sector 1

Taxele poștale plătite în numerar pentru anul 1972 conform aprobării D.P.D,P. nr. 137/1538/1972

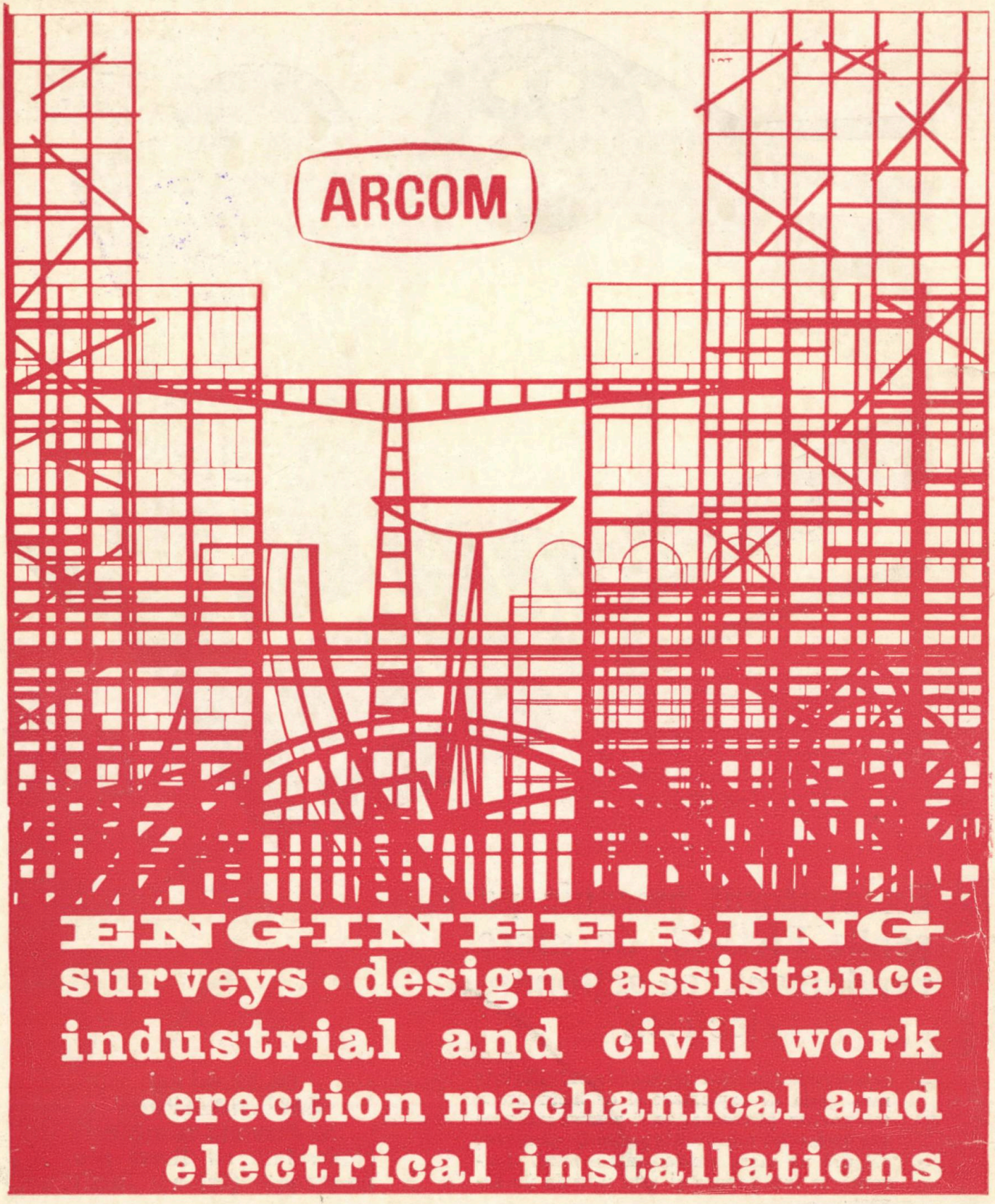


Excavatorul mecanic pe șenile EKG-18, de mare randament, cu acționare electrică

- ★ este prevăzut să funcționeze în condițiile cele mai grele de exploatare și de încărcare a terenurilor pietroase, ca și pentru executarea de lucrări importante pe marile șantiere;
- ★ asigură un mare randament, o bună siguranță în funcționare și este ușor de manevrat;
- ★ este prevăzut, la toate mecanismele principale și auxiliare, cu motoare electrice individuale cu curent continuu, funcționînd după sistemul generator — motor;
- ★ este dotat cu o cupă de 8 m³ capacitate, pentru soluri grele;
- ★ se deplasează cu o viteză de 0,5 km/h.

De 20 de ani MACHINOEXPORT își dezvoltă relațiile comerciale cu firme din numeroase țări ale lumii

147-15-42 SSSR MOSKVA 117330
MACHINOEXPORT
207 MOSKVA V-330 MACHINOEXPORT



1972 VOL. 1 5

ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCȚII-MONTAJ

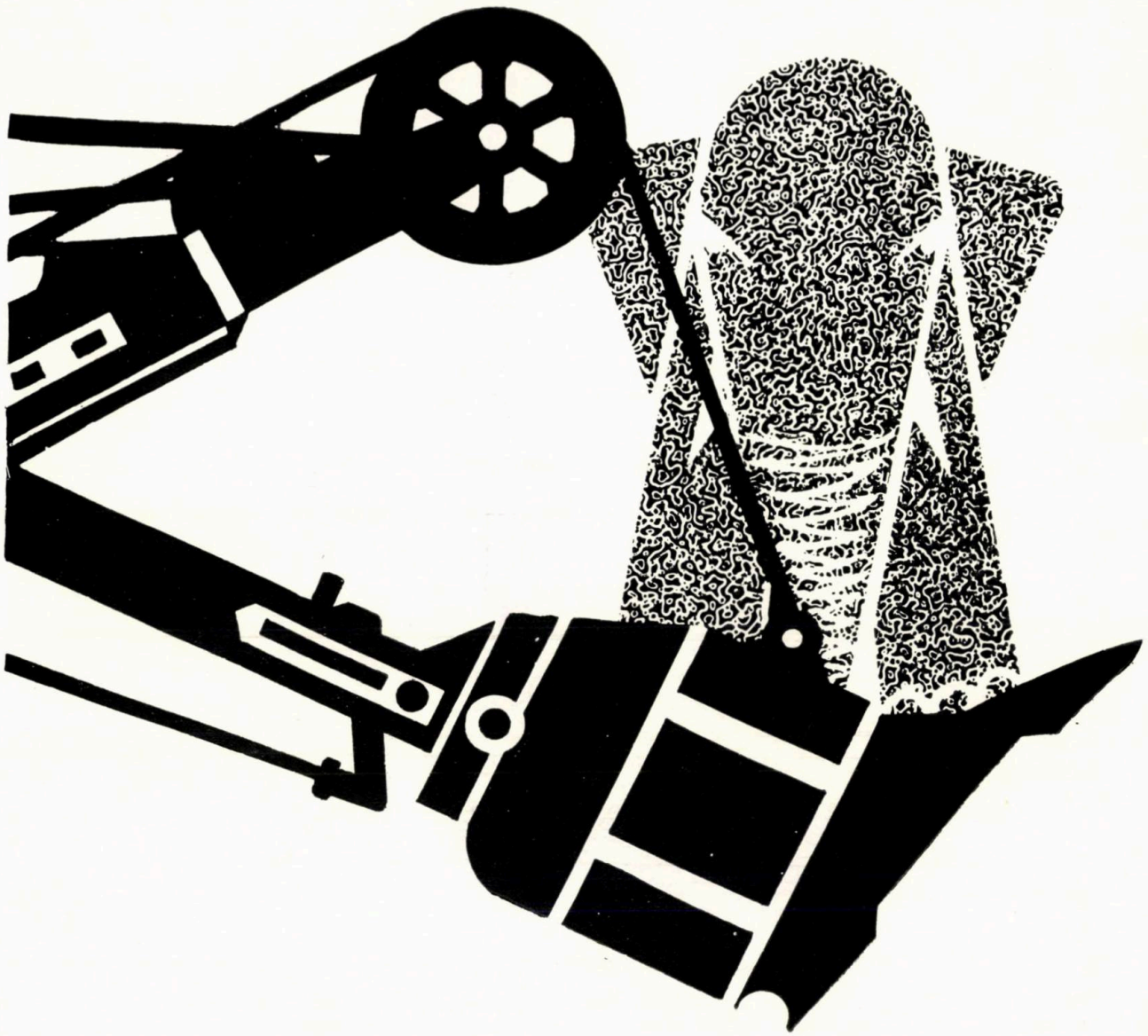
ROMANIAN CONSTRUCTION AND ERECTION COMPANY

91—93, Calea Victoriei, Sector 1, Bucharest, ROMANIA
Telephone: 14.98.33 • Telex: 490
Telegrams: ARCOM — Bucharest

E 1688

CONSTRUCȚII

5 ▫ 1972



Excavatorul mecanic pe șenile EKG-18, de mare randament, cu acționare electrică

- ★ este prevăzut să funcționeze în condițiile cele mai grele de exploatare și de încărcare a terenurilor pietroase, ca și pentru executarea de lucrări importante pe marile șantiere;
- ★ asigură un mare randament, o bună siguranță în funcționare și este ușor de manevrat;
- ★ este prevăzut, la toate mecanismele principale și auxiliare, cu motoare electrice individuale cu curent continuu, funcționînd după sistemul generator — motor;
- ★ este dotat cu o cupă de 8 m^3 capacitate, pentru soluri grele;
- ★ se deplasează cu o viteză de 0,5 km/h.

De 20 de ani MACHINOEXPORT își dezvoltă relațiile comerciale cu firme din numeroase țări ale lumii

147-15-42 SSSR MOSKVA 117330
MACHINOEXPORT
207 MOSKVA V-330 MACHINOEXPORT

CONSTRUCȚII

1972

Nr. 5/1972
ANUL XXIV

OSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

CUPRINS

Prof. dr. ing. Virgil FOCȘA

Pentru o abordare mai largă a fizicii construcțiilor 1

Ing. Ion COTAE, ing. Vasile BALAȘCA

Capacitatea de producție — factor de organizare și conducere la organizațiile locale de construcții-montaj 4

Ing. Dinu NICULESCU

Considerații privind sortimentul de profile din aliaje de aluminiu destinat realizării elementelor și structurilor de rezistență 10

Prof. ing. Lymon C. REESE, ing. Michael W. O'NEILL, ing. Iacint MANOLIU

Cercetări privind comportarea piloților forați de diametru mare supuși la solicitări axiale în pământuri coezive 19

Ing. Gabriel Adrian ȘERB

Tabele pentru calculul rapid al secțiunilor de beton armat supuse la încovoiere prin metoda la rupere și prin metoda la stări limită 29

Ing. Isac RAPAPORT, ing. Ștefan VINTILĂ

Golirea rezervoarelor de gaze sub presiune variabilă 37

CRONICĂ

Ing. Mircea LUPAN

Din lucrările Congresului al V-lea C.I.B. (Aportul științei în construcții) 45

Conf. dr. ing. Const. DALBAN

Simpozionul A.I.P.C. (Fabricarea în serie a construcțiilor metalice) 50

RECENZII

DOCUMENTARE

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACȚIE

Ing. EM. BAICULESCU
director I.P.I.M.C.

Acad. prof. ing. ȘT. BĂLAN
președinte secția construcții C.N.I.T.

Acad. prof. ing. A. BELEȘ
Institutul de construcții București

Ing. T. BIGAN
șef sector, Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. CĂLIN DAN
director general, T.L.S. București

Ing. R. CIOROIU
adjunct al ministrului construcțiilor industriale

Ing. C. DIACONU
consilier I.S.P.E.

Prof. dr. ing. D. DUMITRESCU
Institutul de construcții București

Ing. V. DUMITRESCU
director tehnic, T.M.B.

Ing. D. ELIADE
șef sector tehnic, Ministerul Construcțiilor Industriale

Dr. ing. I. FĂCĂOARU
șef secție, INCERC

Prof. dr. ing. V. FOCȘA
Institutul politehnic Iași

Ing. D. GHIȚESCU
șef secție, INCERC

Ing. MIRCEA IATAN
director cu pregătirea lucrărilor T.I.I.Ch.B.

Ing. PANAIT IONESCU
director producție, T.M.U.Ch.B.

Ing. N. LASZLO
director tehnic, I.S.A.R.T.

Prof. ing. D. MATEESCU
Institutul politehnic Timișoara

Ing. HERCULE MĂNESCU
director, C.O.C.C.

Prof. ing. M. MIHAILESCU
Institutul politehnic Cluj

Ing. I. NEAGU
director, I.P. "Proiect Brașov"

Ing. R. NEGRU
consilier al președintelui C.N.S.T.

Ing. D. NICULESCU
ing. șef, IPROSIN

Ing. T. PATELLI
director general, T.C.I. Iași

Ing. M. POPOVICI
director general, T.C.I. Cluj

Ing. M. RAMBA
director, C.S.E.A.L.

Ing. ST. RĂDVAN
director general adj. I.C.M.S. Galați

Ing. M. SIMNICEANU
director, Ministerul Construcțiilor Industriale

Prof. ing. I. STĂNCULESCU
prorector, Institutul de construcții București

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU
ing. șef Laborator central M.C. Ind.

Ing. A. STĂNESCU
consilier al ministrului construcțiilor industriale

Ing. A. TACORIAN
șef sector, Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. I. TORINGHIBEL
director, I.C.H. Constanța

Ing. I. VASILESCU
director general, C.I.P.B. (M.E.F.M.C.)

Ing. M. VERNESCU
ing. șef, I.P.C.M. București

Ing. P. VERNESCU
director, I.P.C.

REDACTOR RESPONSABIL

Ing. M. LUPAN
director adjunct științific, INCERC

EDITOR:

CDCAS — Redacția publicațiilor pentru construcții,
București, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuța poștală nr. 2980, Of. poștal 22, Telefon: 16 49 14

ȘEFUL REDACȚIEI: *Alexandru Tînțăreanu*

REDACTORUL EDIȚIEI: *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACȚIE: *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I. P. Informația — str. Brezoianu nr. 23 — București

ABSTRACTS

I, COTAE V. BALAŞCA : Production capacity — an essential management factor of local building & erection enterprses

The authors present an analysis of indices specific to the production capacity of building enterprises, as well as some formulae of these indices and in conclusion they outline a mathematical model for determining the optimal capacity.

The article is based on statistical data concerning the dynamics of production of local building & erection enterprises, as well as on recent documentary materials.

D. NICULESCU: Considerations concerning the range of aluminium alloys profiles for the making of structural elements

The article presents the main aspects of the problem of choosing the range of extruded aluminium alloys profiles for the making of structural elements.

The extrudation processing, the machining conditions of the structural members and the stability and strength conditions are the criteria analyzed, on the basis of which a range of profiles is presented which the author advises to be adopted by the Aluminium Works of Slatina.

L. C. REESE, M. W. O'NEILL, I. MANOLIU : Researches concerning the behaviour of axial-loaded large-diameter cast-in-place piles in cohesive soils

The article deals with the main results of a research programme concerning the behaviour under axial loads of wells bored in cohesive soils. The geotechnical conditions on the testing site are described, as well as the results of some lab studies concerning water migration from the concrete into the earth and the effect of this phenomenon on the friction between soil and concrete. The measuring doses of the strains occuring in the well body and the results of full-scale tests are given. The authors point out the fact that with small loads, similar to those obtained under working conditions, most part of the load is taken over by friction on the side face. The mobilization of the ground is conditioned by the appearance of great deformations.

G. A. ŞERB : Rapid computation tables for reinforced concrete cross-sections subjected to flexure by the ultimate strength method and by the limit design method

For reinforced concrete slabs and beams of B 200 mark with PC 52 steel, the capable torques and wanted reinforcement are given, the transition to other concrete marks or types of steel being carried out by using some equivalence coefficients. These tables can be used both for the ultimate strength method and for the limit design one.

The amount of simple procedures for sizing represents generally a maximum of 40 per cent of the total of operations which are usually made. The author also gives the necessary indications with a view to realizing a maximum of steel saving at the designing stage.

I. RAPAPORT, ST. VINTILĂ : Emptying of gas tanks under variable pressure

A general method of calculating the evacuation of gas under variable pressure from a roofed tank is presented in the article.

The importance of the accurate computation of the output of gas delivered under variable pressure is pointed out, as well as the emptying time of these tanks, taking into account their large-scale use in compressed air services, hydro-compressed air services and rock gas plants.

The final formulae are given in a form permitting their immediate and easy use in designing.

RÉSUMÉS

I. COTAE, V. BĂLAŞCA : La capacité de production — facteur important de management des unités locales de constructions-montage

Dans l'article on présente une analyse des indicateurs qui caractérisent la capacité de production des entreprises de construction, ainsi que certaines formules de ces indicateurs et, finalement, on ébauche un modèle mathématique pour déterminer la capacité optimale.

L'article se base sur des données statistiques regardant la dynamique de la production des unités de constructions-montage locales et sur des matériaux documentaires récents.

D. NICULESCU: Considérations sur le sortiment de profilés en alliage d'aluminium destinés aux éléments et structures de résistance

L'article présente les principaux aspects concernant le choix du sortiment des profilés extrudés en alliage d'aluminium destinés à l'exécution des éléments de résistance.

La technologie d'extrudage, les conditions d'usinage des éléments de résistance et les conditions de stabilité et de résistance forment les critères analysés, sur lesquels on s'appuye pour présenter un sortiment de profilés recommandable d'être adopté par l'Usine d'aluminium de Slatina.

L. C. REESE, M. W. O'NEILL, I. MANOLIU : Recherches concernant le comportement des pilotis forés de large diamètre soumis à la sollicitation axiale en terres cohésives

Les auteurs présentent les principaux résultats d'un programme de recherches concernant le comportement sous sollicitations axiales des puits forés en terres cohésives. On décrit les conditions géotechniques sur l'emplacement des recherches et les résultats des études de laboratoire regardant la migration de l'eau du béton dans le sol, ainsi que l'influence de ce phénomène sur le frottement entre la terre et le béton. On fait une présentation des doses de mesurage des déformations ayant lieu dans le corps du puits et les résultats des recherches à l'échelle naturelle. On a mis en évidence le fait qu'aux faibles charges, proches de celles qui se retrouvent à l'exploitation, la plupart de la charge est prise par frottement sur la surface latérale. La mobilisation de la résistance de la terre sous le plan de la base est conditionnée par l'apparition de grandes déformations.

G. A. ŞERB: Tableaux pour le calcul rapide des sections en béton armé soumises au fléchissement par la méthode à la rupture et par la méthode des états limites.

On donne, pour les dalles et les poutres en béton armé de marque B200 à acier PC 25, les moments capables et les armatures nécessaires, tandis que le passage à d'autres marques de béton ou types d'acier se réalise par l'emploi des coefficients d'équivalence. Les tableaux peuvent être employés tant pour la méthode à la rupture, que pour la méthode des états limites.

Le volume d'opérations simples pour le dimensionnement représente, en général, 40% au maximum du total des opérations qui se font couramment. On donne aussi les indications nécessaires à la réalisation d'importantes économies de métal par un judicieux établissement des projets.

I. RAPAPORT, ST. VINTILĂ: Vidange des réservoirs de gaz sous pression variable

Une méthode générale de calcul du vindage des réservoirs couverts enfermant des gaz sous pression variable est exposée dans l'article.

On souligne l'importance du calcul exact du débit des gaz livrés sous pression variable, ainsi que celle du temps de vindage de ces réservoirs, compte tenu de leur emploi sur une grande échelle dans les installations pneumatiques, hydropneumatiques et dans les installations de gaz naturel.

Les formules finales sont ramenées à une forme qui permet leur application immédiate et facile dans la pratique d'établissement d'un projet.

ZUSAMMENFASSUNGEN

I. COTAE, V. BALAŞCA : Die Produktionskapazität – ein Organisierungund Leitungsfaktor im Rahmen der örtlichen Bau- und Montageorganisationen

Im Artikel wird eine Untersuchung der die Produktionskapazität der Bauunternehmen kennzeichnenden Kennzahlen aufgezeigt, einige Formeln dieser Kennzahlen und zum Schluss wird ein mathematisches Modell für die Bestimmung der optimalen Kapazität umrissen.

Der Beitrag beruht auf statistische Angaben über die Produktionsdynamik der örtlichen Bau- und Montageorganisationen und auf neue Dokumentationsunterlagen.

D. NICULESCU: Betrachtungen über das Profilsortiment aus Aluminiumlegierung für die Herstellung von Tragwerken und Tragwerksteilen

Der Beitrag weist auf die wichtigsten Fragen der Wahl des aus Aluminiumlegierung stranggepressten Profilsortimentes, welches für die Ausführung der Tragwerkteile verwendet werden kann, hin.

Die Strangspresstechnologie, die werklichen Herstellungsbedingungen der Tragwerkstelle und die Stabilitäts- und Festigkeitsbedingungen stellen die untersuchten Kriterien dar, auf Grund deren im Abschluss ein Sortiment von Profilen vorgezeigt wird, deren Anwendung im Rahmen des Werkes zur Verarbeitung von Aluminium in Slatina, empfohlen ist.

L. C. REESE, M. W. O'NEILL, I. MANOLIU: Forschungsarbeiten über das Verhalten der Bohrpfähle grossen Durchmessers unter axialer Belastung in bindigem Boden

Im Artikel sind die wichtigsten Ergebnisse eines Forschungsprogrammes über das Verhalten unter axialer Belastung den in bindigem Boden gebohrten Brunnen dargelegt. Es werden die geotechnischen Bedingungen am Ort der Versuchsdurchführung und die Ergebnisse von Laborforschungsarbeiten über die Abwanderung des Wassers aus dem Beton in den Boden und der Einfluss dieses Vorganges auf die Reibung zwischen Boden und Beton beschrieben. Desgleichen werden die Messdosen zur Bestimmung der Verformung im Brunnenkörper und die Ergebnisse der Versuche im Masstab 1 : 1 vorgewiesen. Es wurde hervorgehoben, dass bei geringen Belastungen, nahe den Betriebsbelastungen, der grösste Teil derselben durch die Reibung auf der Seitenfläche übernommen wird. Das Aktivmachen des Erdwiderstandes unter der Grundebene ist von dem Auftreten von grossen Verformungen bedingt.

G. A. ŞERB : Tabellen zur schnellen Berechnung der auf Biegung beanspruchten Stahlbetonquerschnitte, durch Anwendung der Bruchmethode und der Methode des Grenzzustandes

Für die Stahlbetonplatten und – träger Marke B 200 und Stahl PC 52 werden die möglichen Momente und die nötigen Bewehrungen, der Übergang auf andere Betonmarken oder Stahltypen angegeben, demzufolge Einsparungen durch Anwendung von Äquivalenzkennzahlen erzielt werden. Die Tabellen können sowohl für die Bruchmethode als auch für die Methode des Grenzzustandes verwendet werden.

Der Umfang an einfachen Rechnungsgängen für die Bemessung stellt im allgemeinen Fall höchstens 40% der gesamten, üblicherweise nötigen Rechenarbeit dar. Desgleichen werden auch die nötigen Angaben zur Erzielung von maximalen Stahleinsparungen durch die Projektierung gemacht.

I. RAPAPORT, ST. VINTILĂ : Die Entleerung der Gasbehälter unter veränderlichem Druck

Im Artikel wird eine allgemeine Rechenmethode der Entleerung von geschlossenen Behältern, enthaltend Gas unter veränderlichen Druck, aufgewiesen.

Es wird die Bedeutung der genauen Berechnung der unter veränderlichem Druck gelieferten Gasvolumen als auch der Entleerungsdauer dieser Behälter im Rahmen von pneumatischen, hydro-pneumatischen und Erdgasanlagen, hervorgehoben.

Die Endformeln sind derartig ausgearbeitet, dass diese leicht und sofort in der Projektierungspraxis angewandt werden könen.

СОДЕРЖАНИЕ

И. КОТАЕ, В. БАЛАШКА: Производственная мощность — фактор организации и управления местных строительных организаций

В статье представлен анализ показателей, которые характеризуют производственную мощность строительных управлений некоторые формулы этих показателей и в заключение, делается набросок математической модели для определения оптимальной мощности .

Статья обоснована статистическими данными относительно динамики производства местных строительно-монтажных управлений и последними документационными материалами.

Д. НИКУЛЕСКУ: Соображения относительно сортимента профилей алюминиевых сплавов, предназначенных для выполнения элементов и несущих частей зданий и сооружений

В статье представлены важнейшие аспекты проблемы выбора сортимента профилей, получаемых при помощи экструзии из аллюминиевых сплавов, используемых для несущих элементов.

Технология экструзии, заводские условия изготовления несущих элементов и условия устойчивости и прочности являются критериями, которые анализируются и, в конечном итоге, на основании которых представлен сортимент профилей, рекомендуемых для освоения Слатинскому алюминиево-обрабатывающему заводу.

Л. К. РЕЕСЕ, М. У. О'НИЛЛ, И. МАНОЛИУ: Исследования относительно поведения буренных свай крупного диаметра, подвергаемых осевым нагрузкам в связных грунтах

В статье представлены важнейшие результаты программы исследования поведения свай, буренных в связных грунтах и подвергаемых осевым нагрузкам. Описаны геотехнические условия на месте расположения испытаний и результаты лабораторных испытаний относительно миграции влаги из бетона в грунт и влияния этого явления на трение между грунтом и бетоном. Описаны приборы для измерения деформаций в теле сваи и результаты испытаний в натурных размерах. Выявлено, что при малых нагрузках, приближенных к эксплуатационным, наибольшая часть нагрузки передается при помощи трения на боковую поверхность. Вступление в работу грунта, находящегося под плоскостью основания, обусловлено появлением больших деформаций.

Г. А. ШЕРБ: Таблицы для быстрого расчета железобетонных изгибаемых сечений по методу на разрыв и предельные состояния

Для железобетонных плит и балок марки Б 200 и стали ПЧ 52 даны выдерживаемые моменты и необходимая арматура на другие марки бетона или вида стали, осуществляется при помощи эквивалетных коэффициентов. Таблицы могут быть использованы как в случае метода на разрыв, так и в случае метода предельных состояний.

Объем несложных действий, необходимых для назначения размеров, в общем случае представляет не более 40 % всех действий, производимых в обычных случаях

В статье даны также необходимые указания для осуществлении при проектировании максимальной экономии металла.

И. РАПАПОРТ, Шт. ВИНТИЛЭ: Опорожнение газотэнков, находящихся под давлением.

В статье представлен общий метод расчета опорожнения закрытых резервуаров, содержащих газы под переменным давлением.

В статье подчеркивается значение точного расчета расхода газа под переменным давлением, а также и времени опорожнения таких резервуаров, всё это связано с широким использованием таких установок для пневматических и гидропневматических проводках, как и для проводок для натуральных газов.

Окончательные формулы приведены в такой вид, что их легко применять немедленно в практике проектирования.

Pentru o abordare mai largă a fizicii construcţiilor

Prof. dr. ing. **VIRGIL FOCŞA**
Şeful Catedrei de construcţii civile şi industriale
Institutul politehnic Iaşi

Orientarea spre producţie a cercetării ştiinţifice, ca şi interesul în creştere al unităţilor din execuţie pentru abordarea ştiinţifică a problematicii construcţiilor, sub imboldul mobilizator al Directivelor Congresului al X-lea al P.C.R., creează premisele unor preocupări şi realizări care să ridice pe o treaptă superioară activitatea creatoare din construcţii, domeniu de o deosebită importanţă pentru dezvoltarea industrială şi social-culturală a ţării.

Practica dezvoltării construcţiilor, bazată pe noi materiale şi sisteme constructive, reliefează în mod hotărîtor necesitatea şi importanţa unei orientări mai susţinute în domeniul fizicii construcţiilor, pentru a se obţine condiţii optime de funcţionalitate solicitate de tehnologia modernă a producţiei la construcţiile industriale şi de nevoile de confort şi ambianţă la clădirile de locuit şi social-culturale.

Pornind de la acest considerent, apreciez că în cercetarea, proiectarea şi execuţia construcţiilor, ca şi în învăţămînt, este necesară abordarea problematicii din construcţii într-un cadru mai larg şi mai complet, care să ţină seama pe plan teoretic şi practic de cele două ştiinţe fundamentale pentru construcţii: mecanica şi fizica construcţiilor, cu implicaţii de o deosebită semnificaţie tehnică, economică şi socială.

Dezvoltarea actuală şi de perspectivă a construcţiilor industriale, în general, ca şi a clădirilor de locuit, în special, este caracterizată prin următoarele aspecte principale: reducerea greutăţii proprii a elementelor de pereţi şi acoperişuri prin adoptarea de materiale cu greutate specifică redusă (cărămidă găurită, beton de granulit) şi prin reducerea grosimii elementelor de construcţii, ca şi prin utilizarea unor materiale uşoare (beton celular, vată minerală, mase plastice, aluminiu); raţionalizarea secţiunilor de beton armat şi beton precomprimat; adoptarea unor structuri în straturi, neomogene pe una sau două direcţii; folosirea unor materiale cu grad ridicat de etanşeitate la aer şi vapori de apă (betonul vibrat), alături de materiale de mare permeabilitate la aerul umed (materiale termoizolante).

Se constată, în esenţă, folosirea unor noi structuri de pereţi şi terase, în mai multe straturi, caracterizate prin masă redusă, cu comportare fundamental diferită faţă de materialele şi structurile clasice, omogene, cu proprietăţi de masivitate şi capacitate de respiraţie.

Dacă luăm în considerare faptul că micşorarea greutăţii proprii a elementelor de construcţii şi a clădirilor este o tendinţă de largă perspectivă în dezvoltarea industrializată a construcţiilor, este absolut necesar să reţinem acest aspect şi să acordăm prioritate problemelor fundamentale ale fizicii construcţiilor legate de caracteristicile termice, permeabilitatea la aer şi vapori de apă, ventilarea naturală a încăperilor şi amortizarea oscilaţiilor sonore şi a vibraţiilor.

Exploatarea construcţiilor de locuinţe şi a celor industriale cu umiditate ridicată şi utilaje zgomotoase evidenţiază din ce în ce mai pregnant necesitatea unor preocupări mai sistematice ale inginerului constructor în directivare şi proiectare, pentru cunoaşterea şi analiza teoretică a noilor structuri de pereţi, planşee şi terase sub aceste aspecte, în vederea unor soluţii optime din punct de vedere al fizicii construcţiilor (rezistenţă termică diferenţiată nu numai faţă de zonele climatice, dar şi în raport cu orientarea cardinală, cu poziţia pereţilor în clădire, capacitate sporită de amortizare a oscilaţiilor termice şi a umidităţii în condiţii de iarnă şi de vară, la acţiunea apei din condens la interior şi din intemperii de la exterior, ventilaţia naturală eficientă a încăperilor umede, absorbţia şi amortizarea corespunzătoare a zgomotului şi vibraţiilor).

Clădirile cu structuri actuale, din punct de vedere al comportării la acţiunile fizice ale mediului înconjurător, prezintă caracteristici inter-

mediare față de construcțiile tradiționale, cu capacitate mare de amortizare și respirație a vaporilor de apă și a aerului sau în comparație cu pereții cortină, etanși la transferul de masă (aer umed). Această caracteristică a noilor structuri nu se reflectă corespunzător în soluțiile și structurile adoptate în practică.

Exploatarea demonstrează că noile structuri de pereți și terase manifestă sensibilitate sporită la acțiunile mediului ambiant, au capacitate limitată de amortizare termică, de absorbție a umidității și oscilațiilor sonore. Este necesară o cunoaștere susținută a comportării higrotermice a clădirilor la scară naturală, în condiții variate de exploatare, pentru a delimita mai riguros ponderea factorilor de concepție, execuție și exploatare care influențează confortul noilor construcții. Apare însă evidentă necesitatea ca și tipizarea construcțiilor să ia în mai mare măsură în considerare influența macroclimatului și microclimatului exterior și interior asupra soluțiilor constructive preconizate în proiectele tip (ce se impun diferențiate termic pe zone climatice) la ultimul etaj, la pereții de nord și de capăt. Este, în principiu, absolut necesară adaptarea proiectelor tip și la cerințele specifice ale microclimatului legat de amplasamentul pe teritoriul țării.

Printre prolemele termice actuale ce necesită rezolvări urgente, menționăm corectarea punților termice la centuri, buiandrugi, cornișe, stîlpi, colțuri, chiar și la strcuturile omogene de pereți din zidărie cu găuri de 30 cm grosime, a căror comportare termică este necorespunzătoare în zona a II-a climatică, în special la orientarea nord și la ultimul etaj.

Corectarea termică a punților la pereți și terase și creșterea izolării termice a clădirilor va duce la micșorarea riscului de condens și la raționalizarea încălzirii și ventilării clădirilor. Probleme speciale sînt legate de comportarea pereților, în special a celor cu orientarea nord, la apa din intemperii.

În această direcție sînt posibile a se adopta în principiu două soluții: materiale și structuri de pereți cu capacitate corespunzătoare de amortizare a umidității sau structuri cu finisaje perfect etanșe la acțiunea apei exterioare și conforme din punct de vedere higrotermic.

La unele clădiri s-a constatat suprapunerea fenomenului de condens al vaporilor de apă din interior cu migrarea spre interior a apei din intemperii, cu formarea zonelor de eflorescență, mucegai și igrasie datorită caracteristicilor higrotermice necorespunzătoare ale pereților și finisajelor.

Limitarea acestor fenomene se poate obține și prin micșorarea acțiunii surselor de vapori de apă din interiorul încăperilor, pentru care sînt necesare, prin proiectare, măsuri judicioase de ventilare locală și pe verticală a bucătăriilor, băilor, spălătoriilor.

Unele fisuri constatate la pereții ultimului etaj al clădirilor, la pereții exteriori la toate nivelurile, își au explicația în solicitări de natură termică, în fenomene de contracție datorită formării structurii materialelor, în fenomene de contracție și dilatare datorită variației de umiditate, fenomene insuficient cunoscute din pricina complexității și suprapunerii lor în structurile cu echilibru static spațial.

Pentru raționalizarea consumului de metal la instalațiile de încălzire ale clădirilor apare necesară optimizarea izolării termice a elementelor de construcție, care să ducă, în final, la economisirea combustibilului și energiei electrice, la costuri mai mici în investiții și exploatare.

Este de reținut faptul că progresul tehnic și social a avut ca efect și creșterea sensibilității omului la acțiunile mediului înconjurător și de aceea clădirea cu mediul său artificial, destinat a deservi un anumit program, trebuie să fie mereu adaptată cerințelor superioare de viață din punct de vedere biologic, ecologic și tehnologic.

În industrie, ca și în locuințe, peste mediul natural, determinat de amplasamentul clădirii pe teritoriul țării, se suprapune mediul artificial, corespunzător dezvoltării industriale, creșterii utilizării mașinilor, transportului auto și aerian (și, în perspectivă, supersonic) care aduc cu ele, alături de binefaceri, și nocivități periculoase pentru om, în special prin acțiunea poluantă a zgomotului. De aceea se impun măsuri constructive variate, legate de funcționalitatea și exploatarea construcțiilor condiționate de proprietățile acustice ale materialelor și structurilor alese. În domeniul construcțiilor industriale și al locuințelor trebuie lărgite preocupările privind reducerea nivelului zgomotelor în încăperile de producție, ca și în zonele rezidențiale influențate de transport și industrie. Soluționarea practică a acestor probleme, pornind de la proiectare și cercetare, va duce nu numai la creșterea confortului, ca o grijă superioară a societății noastre pentru om, dar și la ridicarea productivității muncii în industrie, care, pe această cale, prezintă rezerve deosebite în creșterea cantitativă a producției.

Adoptarea unor măsuri de combatere a zgomotului, ca preocupare a proiectării, reprezintă calea cea mai judicioasă în această problemă, cu efecte practice maxime și în condiții economice minime.

În acest scop este necesar ca proiectele de ansambluri industriale și de locuințe să fie avizate în mod expres și din punct de vedere al cerințelor higrotermice, al ventilării naturale și al combaterii zgomotului.

Adoptarea măsurilor de protecție contra zgomotului, după realizarea construcțiilor, prin soluționări ulterioare, este oneroasă și cu eficiență acustică redusă.

Este de reținut faptul că tratamentele fonoabsorbante duc la eliminarea proceselor umede și la prefabricarea finisajelor interioare, la economii în consumul de ciment.

Variabilitatea condițiilor de microclimat tehnologic, într-o accepțiune foarte largă, la construcții industriale, ca și cerințele legitime de realizare

a confortului sporit la locuințe și clădiri social-culturale, impun preocupări complexe ale proiectării și cercetării pentru soluții judicioase prin concepție, economice ca investiție și exploatare, care să răspundă optim exigențelor de protecție termică și contra umidității, de ventilare naturală și de combatere a zgomotului.

În etapa actuală, clădirea se evidențiază, într-o măsură din ce în ce mai mare, ca un produs social, care reflectă caracteristici și condiții de exploatare superioare din punct de vedere calitativ, determinate însă riguros de materialele și structurile constructive noi folosite. Aceasta implică și din partea noastră, a cercetătorilor, preocupări mai susținute prin abordarea unor studii complexe privind caracteristicile materialelor și structurilor optime pentru pereți și terase. Realizarea, la Iași, a Stației de încercări higrotermice pentru construcții, în cadrul Filialei INCERC și în colaborare cu Catedra de construcții de la Institutul politehnic, creează condiții optime pentru abordarea unor cercetări pe elemente la scară naturală, luînd în considerare transferul de căldură și masă la structuri neomogene, în regim permanent și variabil, în condiții de iarnă și vară, ca fenomen plan și spațial, pe modele fizice care să reproducă cît mai real fenomenele naturale ce acționează asupra clădirilor.

Dezvoltarea cercetărilor privind fizica construcțiilor și reflectarea lor în proiectare și execuție va duce la soluții și modalități constructive superioare din punctul de vedere al confortului, al exploatării optime a construcțiilor industriale, al economiei de metal la instalații, al economiei de energie și combustibil, importante cerințe ale societății.

---

6. Conferința cheamă proiectanții și constructorii să-și intensifice eforturile în vederea scurtării duratei de execuție și reducerii costului lucrărilor. În acest scop trebuie să se aplice pe scară largă proiectele tip, soluțiile constructive simple, moderne, cu structuri ușoare și economice, să se dimensioneze construcțiile la strictul necesar, să se elimine finisajele exagerate.

Este necesar să se acționeze în continuare pentru sporirea gradului de industrializare a tuturor construcțiilor, prin folosirea pe scară largă a prefabricatelor și mecanizarea lucrărilor ; să sporească și să se diversifice producția de materiale de construcții atît în cadrul unităților republicane, cît și în industria locală.

Din

REZOLUȚIA

Conferinței pe țară a cadrelor de conducere din întreprinderi și centrale industriale și de construcții

17—19 februarie 1972

CAPACITATEA DE PRODUCŢIE— factor de organizare şi conducere la organizaţiile locale de construcţii-montaj

Ing. ION COTAE, ing. VASILE BALAŞCA
Consiliul popular al jud. Ilfov

Volumul de investiţii din actualul plan cincinal reprezintă aproximativ suma planurilor respective pe ultimele două cincinale şi realizarea lui ridică o serie de probleme deosebite ramurii de construcţii-montaj în ceea ce priveşte organizarea structurală, în continuă perfecţionare, şi dinamica producţiei anuale, atît pe ansamblu, cît şi pe fiecare organizaţie de construcţie în parte.

În scopul realizării unei reproducţii lărgite, factor *sine qua non* al creşterii venitului naţional şi al bunăstării generale, ramura de construcţii-montaj contribuie direct la înfăptuirea vastului plan de investiţii, menit să asigure o puternică bază tehnico-materială pentru toate sectoarele de activitate, consecinţă firească a ritmului continuu ascendent de dinamizare a întregii noastre economii.

În acest context, un aport substanţial îl aduc organizaţiile locale de construcţii-montaj din subordinea consiliilor populare judeţene şi a municipiului Bucureşti.

1.—DINAMICA PRODUCŢIEI LA ORGANIZAŢIILE LOCALE DE CONSTRUCŢII-MONTAJ

Prin noua organizare teritorială (judeţe), sporirea numărului organizaţiilor locale de construcţii-montaj s-a făcut concomitent cu creşterea, de la an la an, a planului de producţie, astfel că în prezent volumul minim depăşeşte cu puţin 100 milioane lei la unităţile mici, trece de 250 milioane la întreprinderile de construcţii-montaj mijlocii şi variază între 250—350 milioane lei la organizaţiile locale mari. Complexitatea şi amploarea problemelor de conducere şi organizare a lucrărilor necesită cunoaşterea şi folosirea celor mai eficiente modalităţi de rezolvare, făcîndu-se apel la cele mai noi înfăptuiri ale ştiinţei şi tehnici în acest domeniu.

Organizaţiile locale de construcţii-montaj ale comitetelor executive ale consiliilor populare judeţene şi ale municipiului Bucureşti au realizat în perioada 1966—1970 o producţie a cărei valoare reprezintă 23,8% din totalul producţiei realizate pe întreaga ramură. Dinamica şi structura volumului producţiei pe perioada 1966—1970 la organizaţiile locale de construcţii-montaj sînt exprimate în fig. 1 şi 2.

În anul 1970, producţia s-a dublat faţă de cea a anului 1965 (fig. 3 şi 4). Pînă în anul 1968, producţia de construcţii-montaj a fost realizată prin 16 trusturi regionale de construcţii, un trust de construcţii hidrotehnice în municipiul Constanţa şi o direcţie generală în municipiul Bucureşti. Începînd cu anul 1970, acţiunea de reorganizare a întreprinderilor locale de construcţii-montaj a fost terminată, funcţionînd astfel în fiecare judeţ cîte o unitate profilată în mod special pentru realizarea construcţiilor civile.

Organizarea teritorială pe judeţe a impus mărirea numărului de organizaţii locale de construcţii-montaj, micşorîndu-se raza medie de activitate şi mărindu-se operativitatea rezolvării problemelor de producţie, adoptîndu-se la toate judeţele o organizare structurală operativă.

O dată cu dezvoltarea întreprinderilor şi cu complexitatea sarcinilor au apărut diferite soluţii privind repartizarea funcţiilor conducerii între organele întreprinderii şi ale unităţilor direct productive (şantiere, loturi, ateliere). Cerinţa realizării unei repartizări univoce a fost deosebit de pregnantă la întreprinderile care au dispus de unităţi de producţie mai dispersate.

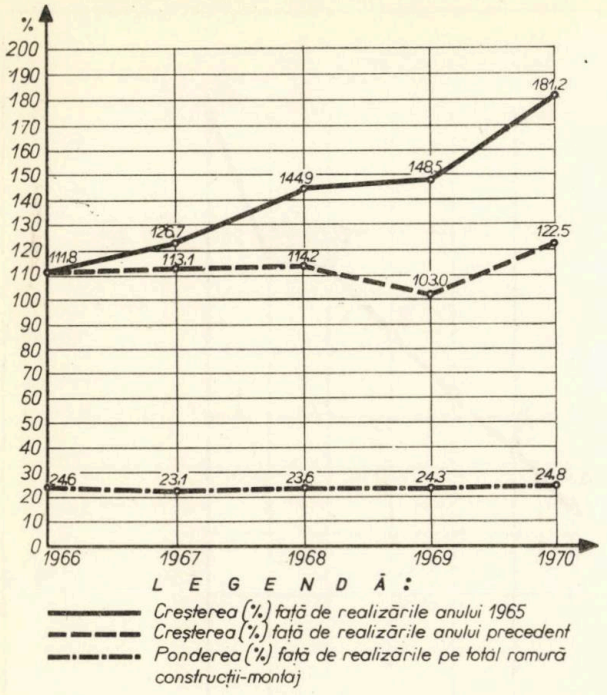


Fig. 1 — Dinamica producţiei de construcţii-montaj pe perioada 1966—1970 la consiliile populare, faţă de totalul pe ramură

2.—CAPACITATEA DE PRODUCŢIE A ORGANIZAŢIILOR LOCALE DE CONSTRUCŢII-MONTAJ

Capacitatea de producţie a organizaţiilor locale de construcţii-montaj, factor esenţial de organizare şi conducere în condiţiile speciale ale acestor unităţi (dispersare teritorială, profil de construcţii civile etc.), comportă diferenţierea a două probleme distincte :

— capacitatea optimă ;

— capacitatea efectivă.

Capacitatea optimă şi capacitatea efectivă sînt doi parametri complementari care se succed ; primul face parte din conducerea previzională, al doilea — din conducerea tehnico-operativă curentă.

2.1. Capacitatea optimă

Capacitatea optimă a întreprinderii trebuie să fie aceea la care se poate produce volumul necesar de lucrări cu minimum de cheltuieli şi cu cea mai mare productivitate socială a muncii. După aceste criterii, se observă că variabilele dependente (productivitatea muncii şi cheltuielile) nu au aceleaşi legi de dezvoltare.

Rezultatele calitative optime sînt diferite, la aceleaşi capacităţi ale organizaţiilor locale de construcţii-montaj şi la aceleaşi sarcini, în funcţie de nivelul tehnic al forţelor de producţie, de sistemul de organizare a relaţiilor etc. Din această cauză, potenţialul optim al întreprinderii nu este o mărime statică, ci una dinamică, susceptibilă de modificare o dată cu schimbarea sarcinilor, cu dezvoltarea forţelor şi a relaţiilor de producţie. Problema potenţialului optim al organizaţiilor locale de construcţii-montaj nu este numai o problemă de interes particular a respectivei unităţi, ci o problemă generală şi, în acest context, mărimea optimă nu se determină numai pe baza nivelului unei singure întreprinderi.

Complexitatea problemei capacităţii optime se poate rezolva cunoscînd capacităţile extreme, disproporţionate, condiţionîndu-se apoi evitarea acestui decalaj. Stabilirea capacităţilor extreme (minimă şi maximă) se face pe baza datelor statistice privind organizaţiile locale de construcţii-montaj, iar optimizarea unui nivel intermediar se efectuează fie prin metode analitice (studiindu-se în special dependenţele specifice, individuale, mecanismul interior al disproporţiilor de producţie), fie prin metode sintetice (analizîndu-se dependenţele de ordin general, exterioare, ale întregului ansamblu de organizaţii locale).

Creşterea volumului de investiţii în fiecare judeţ a determinat, în anumite condiţii tehnice şi de producţie, concentrarea producţiei în întreprinderi judeţene tot mai mari şi, pînă la

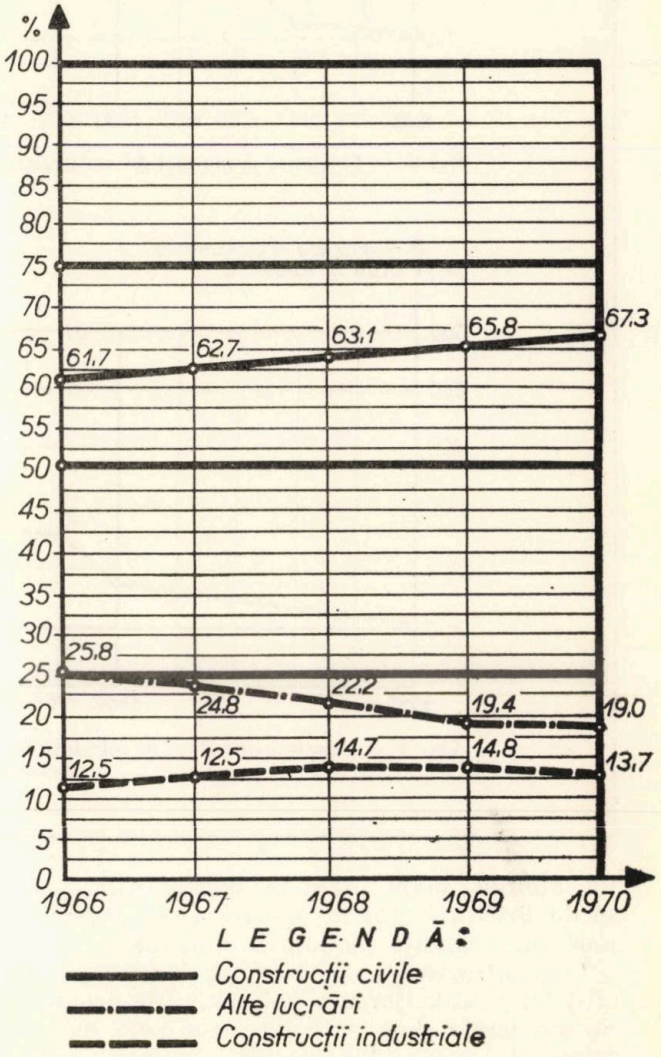


Fig. 2 — Structura volumului producţiei la organizaţiile locale de construcţii-montaj (perioada 1966—1970)

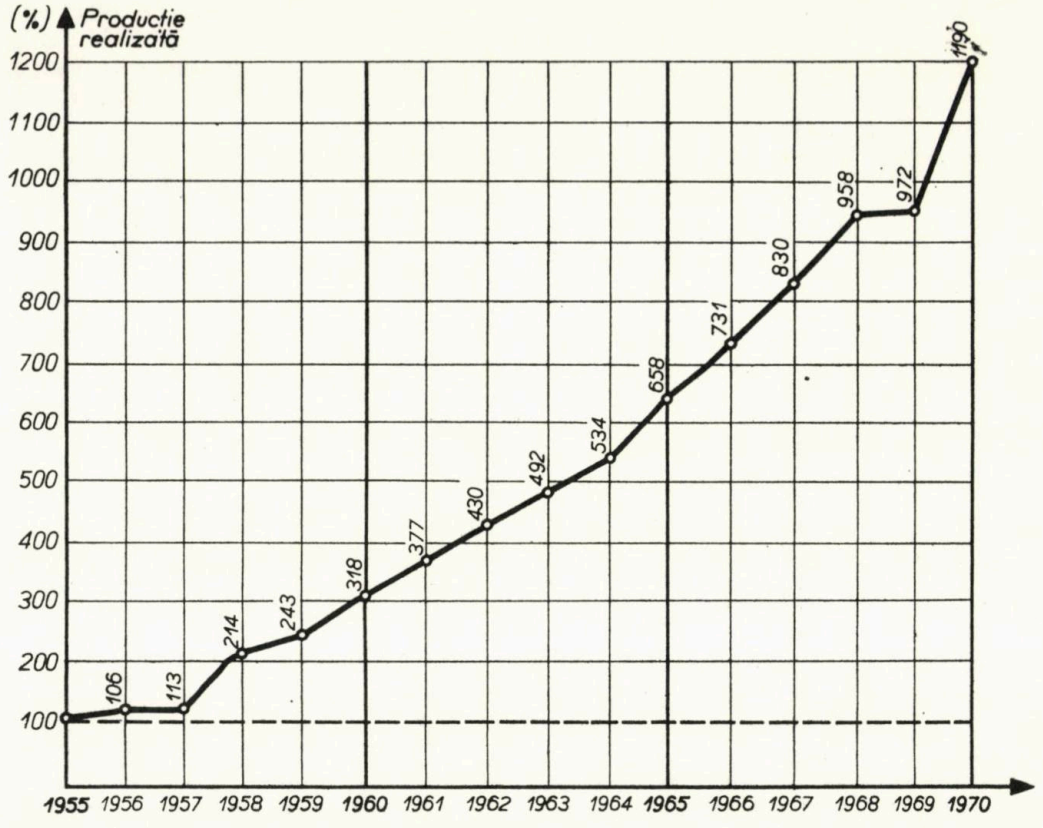


Fig. 3 — Creşterea producţiei de construcţii-montaj la consiliile populare (perioada 1955 – 1970)

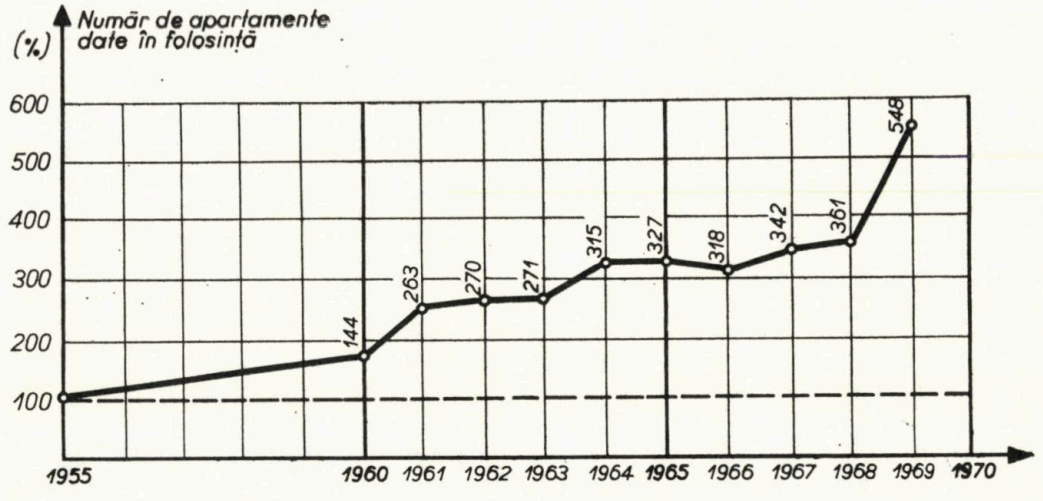


Fig. 4 — Apartamente date în folosinţă din fondurile statului şi ale organizaţiilor cooperatiste (perioada 1955 – 1969)

un anumit nivel, această concentrare poate să devină un factor de sporire a eficienţei tehnice, cu avantaje economice multiple.

Concentrarea şi sporirea producţiei pot să aibă loc prin majorarea volumului de producţie pe şantierele deja existente sau prin mărirea numărului acestor şantiere. Din punct de vedere economic, nu este indiferent care din aceste forme de dezvoltare se adoptă [1], [2].

În mod simplificat, *gradul de concentrare a producţiei* în cadrul unei organizaţii locale de construcţii-montaj este determinat de numărul şantierelor (al punctelor de lucru) şi de valoarea producţiei :

$$K_1 = \frac{R}{N}(1 + n)$$

în care :

K_1 = gradul de concentrare a producției ;
R = valoarea anuală a producției ;
N = numărul șantierelor deservite într-un an ;
n = factorul de concentrare (bazat pe curba Lorentz, cu valoarea variind între 0 și 1).

Concentrarea producției va fi deci cu atît mai mare cu cît va fi mai redus numărul de șantiere și cu cît va fi mai mare producția realizată. În fig. 5 este exprimat gradul de concentrare a producției K_1 la organizațiile locale de construcții-montaj, înainte și după organizarea teritorială în județe.

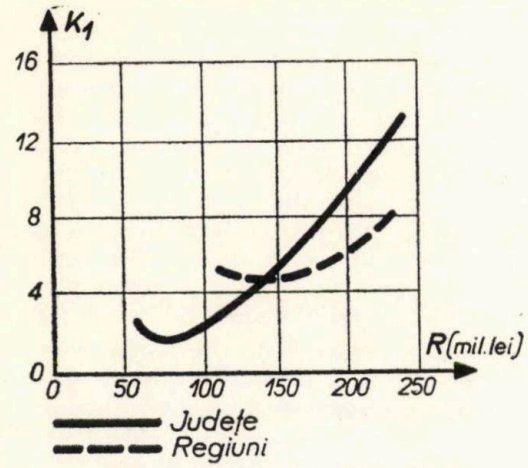


Fig. 5 — Gradul de concentrare a producției la organizațiile locale de construcții-montaj

Capacitatea optimă de producție mai depinde și de teritoriul deservit. *Gradul de concentrare specifică* este :

$$K_2 = \frac{R}{A}$$

în care :

R = valoarea anuală a producției ;
A = suprafața teritoriului deservit (județ).

Indicele de concentrare specifică poate fi utilizat la planificarea de perspectivă întrucît nu ia în considerație numărul obiectivelor de construcții și presupune că volumul lucrărilor este uniform dispersat pe teritoriul deservit.

Suprafața teritoriului de activitate nu este lipsită de importanță în ceea ce privește avantajele economice. Cheltuielile privind deservirea teritoriului respectiv, legate de necesitatea de a disloca de mai multe ori în timpul procesului de construcție mijloacele de producție, pot contribui în mare măsură la reducerea avantajelor create de concentrarea producției.

Alt indice al dispersării producției care poate fi folosit este *raza medie ponderată* :

$$L_m = \frac{\Sigma q_i \cdot l_i}{\Sigma q_i}$$

în care :

q_i = volumul lucrărilor de construcții-montaj pe un șantier (localitate) ;
l_i = distanța de la baza centrală pînă la șantier (localitate).

Totuși, nici caracteristica L_m nu este suficient de cuprinzătoare întrucît nu reflectă influența numărului de puncte de lucru (șantiere) și nici a volumului de lucrări de pe șantier.

În fig. 6 este exprimată relația dintre raza medie ponderată și producția organizațiilor

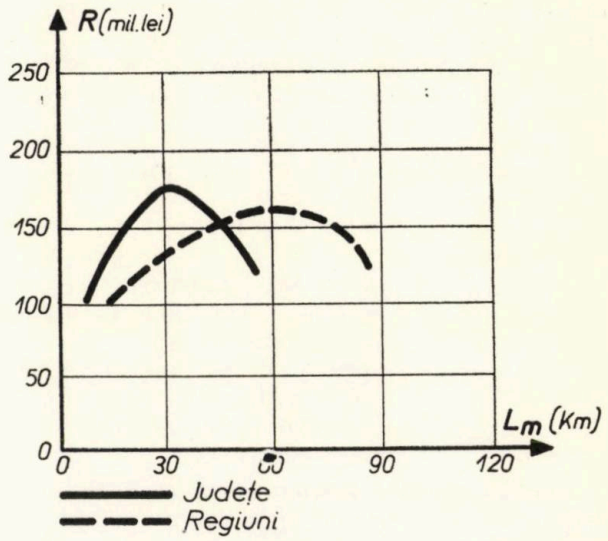


Fig. 6 — Raza medie de activitate a organizațiilor locale de construcții-montaj

locale de construcții-montaj, pe baza datelor statistice.

Una din principalele surse de avantaje provenite din creșterea potențialului de producție este folosirea mijloacelor fixe (utilaje, instalații, spații de depozitare etc.) în mod intensiv, iar concentrarea producției permite să se ridice nivelul de dotare tehnică a cărei influență favorabilă asupra productivității muncii este vădită.

Un grad superior de concentrare a producției creează condiții mai bune pentru folosirea utilajelor și pentru reducerea relativă a costurilor de exploatare.

De asemenea, în fiecare întreprindere județeană de construcții-montaj, indiferent de mărimea producției sale, este nevoie de un anumit aparat de conducere de bază (bineînțeles, în ipoteza eliminării verigilor intermediare inutile). Creșterea producției nu necesită o mărire direct proporțională a aparatului de conducere, cel puțin pînă la o anumită majorare a producției. Ca atare, creșterea producției este însoțită de obicei de o micșorare a cheltuielilor de conducere ce revin pe unitatea de producție.

În ceea ce privește dezavantajele economice legate de mărimea întreprinderii județene de

construcţii-montaj, factorii principali ce contribuie la apariţia lor sînt :

— mărimea teritoriului de activitate ;

— gradul de dispersare (concentrare) a lucrărilor.

Într-o proporţie considerabilă apar cheltuielile legate de dislocarea factorilor de producţie : cheltuielile de angajare şi de menţinere a muncitorilor din afara zonei de activitate şi cheltuielile de transport al materialelor pînă la punctul de lucru. Deci determinarea indicelui de dispersare (concentrare) este o condiţie necesară pentru rezolvarea majorităţii problemelor legate de organizarea, planificarea, conducerea lucrărilor şi reducerea preţului de cost.

Cu o formulare mai exactă, E. Krotkov şi V. Pavlov exprimă astfel *indicele de dispersare* [3] :

$$K_3 = \frac{\Sigma\, 6{,}5 q_i \cdot 0{,}24 \sqrt[3]{l_i^2}}{\Sigma q_i} (-0{,}007\, N^2 + 0{,}32\, N - 0{,}21)$$

în care :

K_3 = indice de dispersare ;

q_i = volumul lucrărilor pe fiecare punct de lucru ;

l_i = distanţa de la punctul de lucru pînă la baza principală ;

N = numărul total de puncte de lucru (localităţi).

Analiza acestui model arată că indicele de dispersare K_3 prezintă însă acelaşi neajuns ca şi L_m deoarece, pentru N puncte de lucru situate la aceeaşi distanţă l_i, indicele K_3 va fi constant, independent de mărimea volumelor de lucrări.

Indicele de dispersare mai poate fi exprimat şi sub forma :

$$K_4 = N \frac{\alpha \Sigma q_i \frac{(l_i + 1)\,\beta}{q_i \cdot \gamma}}{\Sigma q_i}$$

în care :

α, β, γ = coeficienţi de influenţă şi corecţie.

Indicii de dispersare K_3 şi K_4 se consideră a fi expresiile cele mai apropiate de realitate şi pe baza lor se poate stabili un model de optimizare, drept criteriu de optimizare luîndu-se preţul de cost efectiv al lucrărilor de construcţii-montaj raportate la preţul de deviz.

Acest model, după cum se observă, ia în consideraţie următorii factori determinaţi în condiţii de dispersare teritorială :

— volumul anual de producţie pe un punct de lucru (localitate) q ;

— distanţele punctelor de lucru pînă la baza principală (l_i) ;

— numărul punctelor de lucru (N).

Pe baza datelor statistice se stabileşte cîmpul punctelor, ca relaţie între mărimea distanţei medii L şi cheltuielile efective.

În acelaşi mod se determină cîmpul punctelor reprezentînd variaţia preţului de cost efectiv în funcţie de volumul mediu al producţiei q_m al fiecărui punct de lucru (variaţia hiperbolică). Volumul mediu al producţiei q_m explicitează, de fapt, celălalt parametru — numărul punctelor de lucru N — şi poate fi considerat atît ca medie aritmetică $\left(\frac{\Sigma q}{N}\right)$, cît şi ca medie ponderată $\left(\frac{\Sigma q \cdot N}{\Sigma N}\right)$, diferenţele fiind mici.

Calculele empirice orientative arată că la raze medii ponderate mai mari de 30 km, preţul de cost al lucrărilor din cadrul organizaţiilor judeţene de construcţii-montaj creşte cu 0,2—0,3 % pentru fiecare 10 km.

2.2. Capacitatea efectivă

O dată stabilită capacitatea optimă a întreprinderii, potenţialul efectiv de producţie este influenţat de o serie întreagă de factori astfel încît să se obţină volumul maxim de producţie pentru mijloacele de producţie existente. Cunoaşterea posibilităţilor de producţie ale organizaţiilor locale de construcţii-montaj este condiţia esenţială pentru planificarea dezvoltării acestora, iar posibilităţile de producţie, volumul şi structura acestor posibilităţi sînt determinate în primul rînd de potenţial.

Capacitatea efectivă de producţie reprezintă limita superioară a posibilităţilor de producţie în condiţiile de normare tehnică riguroasă şi a mijloacelor de producţie date. Mărimea capacităţii efective de producţie nu reprezintă o limită fixă ; ea reprezintă *potenţialul la un moment dat* şi variază în funcţie de creşterea nivelului tehnic şi a calificării cadrelor, de numărul şi puterea maşinilor de care dispune întreprinderea respectivă, de modul de folosire a mijloacelor de producţie, de numărul muncitorilor şi productivitatea muncii, de structura lucrărilor de construcţii ce se execută etc.

Sporirea potenţialului efectiv de producţie s-a realizat şi se va realiza în continuare prin modernizarea utilajelor, îmbunătăţirea exploatării acestora, perfecţionarea tehnologiei de producţie. În acest sens, pentru dezvoltarea bazei tehnico-materiale a unităţilor de construcţii-montaj, în perioada 1966—1970, fondurile de investiţii alocate reprezintă cca 13,6 % din volumul total de producţie de construcţii-montaj realizat. Ponderea acestor investiţii a fost destinată înzestrării cu utilaje şi mijloace de transport (62,4 %), precum şi construirii şi dezvoltării bazelor de producţie, în special în judeţele nou-create. Începînd cu anul 1970, pe baza studiului cu privire la extinderea panourilor mari şi a prefabricatelor la clădirile de locuit şi social-culturale, un volum însemnat de investiţii proprii (16,4 %) a fost destinat construcţiei de poligoane de prefabricate, acţiune care a contribuit în mod hotărîtor la creşterea gradului de industrializare în execuţie şi care va continua şi în perioada 1971—1975.

Comparativ cu realizările anului 1965 și cu prevederile cincinalului 1966—1970, nivelul productivității muncii în anul 1970 a prezentat o creștere de 135,9%, iar față de prevederile anuale, de 129,8%, în timp ce producția de construcții-montaj a crescut la 170,9% față de cincinal și respectiv la 181,2% față de planul anual.

În acest context general, pe baza capacității optime, fiecare organizație locală de construcții-montaj este caracterizată printr-o capacitate efectivă de producție, mărime care exprimă situația de la un moment dat. Proporționalitatea directă a capacității de producție cu numărul mediu de elemente producătoare în perioada considerată (forțe de muncă, utilaje, mijloace de transport) și fondul de timp mediu efectiv lucrat, face necesară stabilirea pe plan republican a unui *sistem unitar de indici* tehnico-economici analitici și sintetici (privind consumul de materiale, manoperă și utilaje, pe categorii de obiecte și structuri), în măsură să exprime periodic influența factorilor principali [4]. În baza lor, și utilizînd calculul matricial, se pot stabili, prin intermediul ordinatoarelor, capacități efective maxime de producție pentru diverse perioade.

Pentru calculul structurii capacității efective a organizațiilor locale de construcții-montaj trebuie cunoscuți atît factorii de capacitate care realizează producția, cît și factorii care limitează folosirea maximă a potențialului de producție.

Factorii de capacitate sînt :

— factori principali care creează producția (forța de muncă, utilajele, mijloacele de transport);

— factori secundari care, fără a fi producători direcți de capacități, acționează asupra factorilor principali (modul de aprovizionare tehnico-materială, sursele disponibile și nivelul de exploatare, condițiile tehnice etc.).

Gradul de folosire a fondului de timp de care dispun capacitățile este dependent de o serie de condiții limitative, al căror efect de reducere, fie că face imposibilă utilizarea completă în timp a factorului de capacitate, fie că nu permite realizarea unei productivități maxime. De aici se deduc *condițiile restrictive* :

— restricții tehnologice (deplasarea utilajelor de la un loc la altul, întărirea betonului, lucrul pe timp friguros etc.);

— restricții exterioare (mărimea și structura planului de producție, dispersarea teritorială, soluțiile constructive, posibilitățile de a oferi surse disponibile etc.).

După procedeul lui Jirkovski, între factorii de capacitate și condițiile limitative sînt relații de interdependență [5]:

— tendința de universalizare-tipizare;

— mobilitatea în teritoriu a factorilor de capacitate;

— interșanjabilitatea factorilor de capacitate (de pildă: reducerea forței de muncă prin mecanizare etc.);

— interșanjabilitatea produselor lucrărilor de construcții (cu factori de capacitate de aceeași structură pot fi realizate programe diferite de producție și invers).

Metoda de calcul al structurii capacității permite descoperirea cantitativă certă a disproporțiilor existente în folosirea neuniformă a factorilor de capacitate. Din multitudinea variantelor va fi aleasă acea structură care satisface la maximum criteriul de eficiență, în condițiile respectării resurselor.

Modelul lui Jirkovski, sub forma unui tabel simplex, bazat pe factorii de capacitate care constituie informațiile de intrare în ordinator, se împarte în trei grupări. În aceste grupări sînt incluse și variabilele suplimentare nenegative, ajungîndu-se la soluția de bază care se îmbunătățește prin modificarea programului, astfel încît valoarea funcției economice să crească; procedeul se iterează pînă la obținerea maximului funcției.

Cele trei grupări simplex sînt :

— gruparea factorilor de capacitate :

$$\Sigma g_{ij}^{k} \cdot x_{j}^{k} \geqslant 0$$

în care :

g_{ij}^{k} = norma de timp a factorului principal de capacitate de ordinul i pentru o singură unitate de măsură a tipului k de lucrare;

— gruparea materialelor :

$$\Sigma a_{ej}^{k} \cdot x_{j}^{k} \geqslant 0$$

în care :

a_{ej}^{k} = norma de consum a materialului de tipul e pe unitate de măsură a tipului k de lucrare care se execută cu ajutorul unui factor de capacitate j;

— gruparea de producție :

$$\Sigma x_{j}^{k} = b_{k}$$

în care :

b_k = producția care trebuie obținută, exprimată în unitățile de măsură ale tipului k de lucrare implicată în această producție.

În acest mod se poate determina capacitatea efectivă maximă de producție a unei organizații locale de construcții-montaj, putîndu-se lua decizii corespunzătoare în funcție de rezultatele obținute.

BIBLIOGRAFIE

[1] Ogonowska I. : *Avantaje și dezavantaje economice legate de mărimea unei întreprinderi de construcții.* În : Problemy rozwoju budownictwa (RPP), nr. 2, 1970.

[2] Lewin S. : *Optymalna wielkosc zakladu* (Mărimea optimă a întreprinderilor). Varșovia, Arkady, 1967.

[3] Petrov L. ș.a. : *Dispersarea și prețul de cost al lucrărilor de construcție.* În : Ekonomika stroitelstva (URSS), nr. 6, 1969.

[4] Lăudatu S. : *Unele considerații privind capacitatea optimă de producție în activitatea de construcții.* În : Probleme economice (RSR), nr. 2, 1970.

[5] Jirkovsky V. : *Stabilirea potențialului de producție și folosirea capacităților în lucrările de construcție.* În : Ekonomika stroitelstva (URSS), nr. 12, 1969.

Considerații privind sortimentul de profile din aliaje de aluminiu destinat realizării elementelor și structurilor de rezistență

Ing. DINU NICULESCU
INCERC

INTRODUCERE

Produsele din aluminiu și din aliaje de aluminiu se executau, pînă în anul 1971, în două uzine mici dotate cu o tehnologie veche și avînd o capacitate și un sortiment foarte limitate.

Din acel an a început să intre în funcțiune o uzină modernă de prelucrare a aluminiului, prevăzută să producă un sortiment bogat de semifabricate din întreaga gamă de aliaje de aluminiu care se fabrică astăzi pe plan mondial.

Cu toate că uzina a început să intre în funcțiune chiar din 1971 cu secția de produse extrudate, deocamdată nu a fost definitivat un sortiment de profile și țevi.

Apreciind ca posibile datele de perspectivă prezentate în [1], unde se consideră că aproximativ 10 % din consumul de aluminiu din domeniul construcțiilor (acesta constituind, la rîndul lui, cca 6—15 % din consumul total al economiei unei țări avînd o industrie modernă de aluminiu) este utilizat pentru realizarea elementelor și structurilor de rezistență, în țara noastră se presupune că începînd din perioada 1975 se vor putea executa structuri din aliaje de aluminiu reprezentînd echivalentul a cca 1200—1300 t de construcții de oțel.

Pentru introducerea aluminiului în construcții, în cadrul INCERC (în colaborare cu Catedra de Construcții metalice a Facultății de Construcții din București) au fost efectuate numeroase studii și cercetări experimentale. Începînd din anul 1969 s-a trecut chiar la introducerea în practică a unor soluții moderne [2].

Beneficiind de o anumită experiență în acest domeniu, cunoscînd stadiul actual al problemei pe plan mondial, precum și posibilitățile prevăzute pentru noua uzină de prelucrare a aluminiului, pentru a face legătura între dorințele constructorilor metaliști din țara noastră și uzina de prelucrare a aluminiului, în cele ce urmează se examinează principalele aspecte ale sortimentului de profile din aliaje de aluminiu, făcîndu-se în final o propunere preliminară pentru acest sortiment.

1. ASPECTE GENERALE

Tehnologia modernă de fabricare prin extrudare a profilelor din aliaje de aluminiu permite producerea unei varietăți teoretic infinite de profile.

Existența unui mare număr de producători pe plan mondial, tendința diverselor firme de a fabrica produse nerealizate de alte firme și posibilitățile oferite de costul scăzut al sculelor de extrudare a unui anumit tip de profil au avut ca rezultat apariția, în perioada 1945—1955, a unui număr foarte mare de profile, de forme și dimensiuni diferite. Diferențele mai mici sau mai mari dintre acestea nu constau numai în forma și dimensiunile secțiunii profilelor, dar și într-o proporționare mai mult sau mai puțin rațională a materialului în secțiune.

Mărginirea sortimentului numai la tipurile de profile caracteristice laminatelor de oțel s-a dovedit a fi o măsură conservatoare, a cărei adoptare rigidă a avut ca rezultat insuficienta eficacitate a soluțiilor de structuri de aluminiu executate cu aceste profile.

Dată fiind simplitatea procesului tehnologic de extrudare a profilelor cu forme și dimensiuni diferite, dar și varietatea foarte mare de mărci de aliaje, problema sortimentului de profile de aluminiu este în același timp mai simplă și mai complexă decît aceea a sortimentului profilelor de oțel. Mai simplă, deoarece sculele necesare fabricării unui nou tip de profil reprezintă o cheltuială practic neglijabilă; mai complexă, deoarece numărul de posibilități diferite este extrem de mare.

Necesitatea existenței unui sortiment minim de profile rezultă din necesitatea simplificării proiectării, asigurării unui ritm normal de fabricare a profilelor și îmbunătățirii caracteristicilor calitative ale produselor prin corectarea repetată a unui produs de serie mai mare.

Experiența îndelungată a folosirii construcțiilor de oțel a avut ca efect și îmbunătățirea sortimentului de profile de oțel. Profilele de oțel din actualele sortimente reflectă concluziile rezultate din volumul impresionant de construcții de oțel realizate pînă în prezent în lume. Principalele profile din sortimentul de oțel constituie o bază de plecare și pentru sortimentul profilelor de aluminiu.

Păstrînd formele de bază ale acestora, elaboratorii soluțiilor de construcții din aluminiu au

intervenit cu elementele specifice extrudării, operînd unele modificări la formele cunoscute la gama de aluminiu, la distribuţia de material în secţiune, precum şi adoptînd profile cu forme cu totul noi, nerealizabile la profilele de oţel laminate la cald.

Acest sortiment, aşa-zis minim (în realitate, datorită simplităţii şi costului scăzut al sculelor de extrudare, mai bogat decît sortimentul profilelor laminate de oţel), trebuie completat de proiectant pentru fiecare lucrare specifică şi prin adoptarea cîtorva profile mai potrivite unor soluţii particulare.

Sortimentul de profile trebuie să conţină un număr de tipuri de profile cu forme evident avantajoase pentru comportarea la diverse solicitări şi avînd o gamă de variaţie dimensională suficient de mare pentru a permite proiectantului să aleagă profilul cel mai potrivit scopului urmărit.

Proiectantul de construcţii metalice de oţel este obişnuit să se resemneze şi să aleagă de multe ori un profil neeconomic, întrucît cel imediat următor, avînd o variaţie mare de caracteristici geometrice (justificată de dificultăţile tehnologiei de laminare), nu corespunde solicitărilor sau geometriei construcţiei.

Tehnologia de extrudare a profilelor din aliaje de aluminiu permite evitarea acestui neajuns.

2. ANALIZA SOLUŢIILOR POSIBILE

Examinarea posibilităţilor de alegere a unui sortiment raţional de profile trebuie să ţină seama de toate condiţiile ce se pun profilelor, începînd cu cele ale tehnologiei de extrudare, continuînd apoi cu condiţiile tehnologiei de uzinare şi montaj a elementelor şi terminînd cu acelea caracteristice condiţiilor de rezistenţă, stabilitate şi economicitate. În cele ce urmează se vor analiza posibilităţile de precizare a unui sortiment de profile în anumite condiţii date.

Diametrul cercului de gabarit maxim *Tabelul 1*

Presa de extrudare folosită	Clasa aliajelor folosite	
	Aliaje moi (aliaje de tip Al* Al—Mn Al—Mg—Si)	Aliaje dure (aliaje de tip Al—Cu—Mg Al—Mg Al—Zn—Mg
Presa de 2250 tf	D=201 mm	D=188 mm
Presa de 3600 tf	D=311 mm	D=298 mm

* Tipurile principale de aliaje, în simbolizarea americană, cunoscută la noi în ţară [5] şi curent utilizată şi la U.P.A.S. pentru indicarea mărcilor de aliaje reper, sînt:

Tipul Al . . . . . grupa indicativă 1000
Tipul Al—Cu—Mg . . . . . grupa indicativă 2000
Tipul Al—Mn . . . . . grupa indicativă 3000
Tipul Al—Si . . . . . grupa indicativă 4000
Tipul Al—Mg . . . . . grupa indicativă 5000
Tipul Al—Mg—Si . . . . . grupa indicativă 6000
Tipul Al—Zn—Mg . . . . . grupa indicativă 7000

2.1. Alegerea sortimentului de profile în concordanţă cu datele tehnologiei de extrudare

În general, tehnologia de fabricaţie a profilelor extrudate determină limitele domeniilor de variaţie a dimensiunilor profilelor.

Elementele concrete influenţate dimensional de o tehnologie de extrudare dată sînt: a) gabaritul şi aria secţiunii transversale a profilelor; b) grosimea pereţilor profilelor; c) lungimile de fabricaţie ale profilelor.

Analiza care urmează se va face în condiţiile date ale teh-

Tabelul 2

Extrudabilitatea comparativă a cîtorva mărci de aliaje

Marca aliajului	Extrudabilitatea relativă în %	OBS.
6063	100	Aliaj cu extrudabilitate etalon
6061	60	
5083	20	
5056	20	
7075	20	
1100	150	Doar ca exemplu. Nu este folosit la structuri

Grosimile minime ale pereţilor profilelor (mm) *Tabelul 3*

D (mm)	Mărcile de aliaje		Observaţii
	Aliaje moi 6063, 6061 etc.	Aliaje dure 2014, 5 056, 7 075 etc.	
Profile deschise pline			
45	1,2	1,8	
45—60	2,0	2,5	
60—100	2,5	3,0	
100—160	3,0	3,5	
160—240	3,5	5,5	
240—320	5,0	8,0	

Profile cu goluri

<45	A	B	A	C	A = cu 2 axe de simetrie. B = cu 1 axă de simetrie C = convenţie producător-beneficiar
	2,0	2,5	3,0	C	
45—60	3,0	4,0	5,0	C	
100—160	2,5	3,0	4,0	C	
600—60	4,5	5,5	7,6	C	
160—240	6,5	7,5	C	C	
240—320	9,0	10,5	C	C	

nologiei de fabricație a noii Uzine de prelucrare a aluminiului — Slatina (U.P.A.S.).

a) *Gabaritul și aria secțiunii transversale a profilelor* sînt funcții dependente de capacitatea (forța de împingere) preselor de extrudare, de capacitatea (forța de tracțiune) mașinilor de îndreptare a profilelor extrudate și de marca de aliaj folosită.

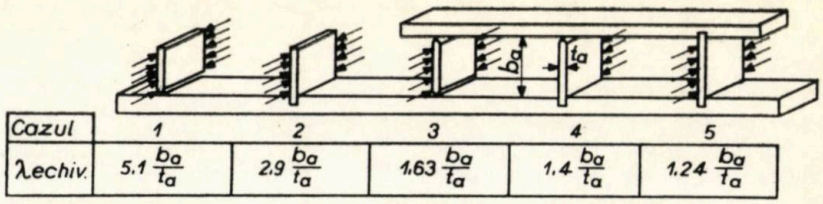
Uzina de prelucrare a aluminiului dispune de două prese de extrudare: o presă de 2250 tf și una de 3600 tf.

Gabaritele maxime ale profilelor extrudabile la aceste două prese (înțelegînd prin aceasta diametrul maxim în care profilele trebuie să fie inscriptibile) sînt date în tabelul 1, în funcție de clasa aliajelor folosite (aliajele ușor extrudabile zise „moi" și aliajele mai greu extrudabile zise „dure").

Extrudabilitatea aliajelor, considerată drept caracteristica unui aliaj de a fi mai ușor sau mai dificil de extrudat, variază destul de mult de la o marcă de aliaj la alta. În tabelul 2 sînt prezentate exemplificativ, după [3], extrudabilitățile unora dintre mărcile de aliaje din care se extrudează diverse profile. Ca etalon de extrudabilitate (100 %) este aleasă marca 6063.

Din punctul de vedere al proiectantului, extrudabilitatea ușoară trebuie înțeleasă ca productivitate mai mare în fabricarea profilelor, deci preț de fabricație mai mic.

Aria maximă a secțiunii transversale a profilelor depinde în primul rînd de capacitatea utilajelor de îndreptat; acestea sînt



Cazul	1	2	3	4	5
λechiv.	$5.1\frac{b_a}{t_a}$	$2.9\frac{b_a}{t_a}$	$1.63\frac{b_a}{t_a}$	$1.4\frac{b_a}{t_a}$	$1.24\frac{b_a}{t_a}$

Fig. 1

prese orizontale cu acțiune de întindere.

Aceste prese îndreaptă în mod obișnuit profile avînd aria secțiunii transversale A_s sub 50 cm². Presele moderne pot avea capacități corespunzătoare îndreptării unor profile mari, avînd $A_s = 200...300$ cm².

U.P.A.S. dispune de o presă de întindere cu capacitate de numai 45 tf; aceasta limitează destul de mult posibilitățile de fabricare a unor produse cu arii mari. Din aliajele dure se vor putea îndrepta numai profilele cu A în general mai mic de 15 cm².

Pentru un lingou de extrudare, de diametru dat, aria minimă a secțiunii transversale este limitată de „coroiajul" profilului, adică de raportul dintre aria secțiunii lingoului față de aceea a profilului.

În general, „coroiajele" optime variază între 20 și 80; coroiajele maxime pot atinge uneori și valori de 120—150.

Desigur că și marca de aliaj de aluminiu influențează valorile maxime și minime ale ariilor secțiunilor transversale ale profilelor. Aliajele moi și ușor extrudabile sînt acelea din care se pot fabrica profilele cu domeniul de variație cel mai mare pentru aria secțiunii transversale și pentru coroiaj, deoarece „mai moale" înseamnă „mai ușor de întins" și „mai ușor de extrudat".

b) *Grosimea pereților profilelor* depinde de gabaritul profilului, de marca de aliaj și de forma profilului. Grosimea minimă este funcție directă de gabarit; ea poate fi cu atît mai mică cu cît forma este mai simetrică, mai concentrată în jurul centrului de greutate al secțiunii profilului și dacă profilul este deschis (fără goluri). Pentru o formă și un gabarit dat, grosimea pereților poate fi cu atît mai mică cu cît aliajul este mai extrudabil.

În funcție de marca aliajului, de diametrul cercului de gabarit (D) și de prezența sau absența golurilor în secțiunea transversală, grosimile minime informative ale pereților profilelor extrudate sînt, după Z.I. Broude [4], cele din tabelul 3*.

O proiectare foarte rațională a matrițelor de extrudare, în special în privința racordărilor și unghiurilor de intrare în matriță, permite atingerea unor grosimi mai mici decît acelea prezentate în tabelul 3.

* Mărcile de aliaje fabricate în U.R.S.S. au fost înlocuite cu mărcile echivalente din simbolizarea americană, după [5].

Tabela 4

Date despre unele sortimente de profile

Profile cornier cu aripi egale și inegale, fără bulb		ȚARA SUA—Al Alcoa/58/	Anglia—Al B.S—1161—51	R.F.G.—Al DIN 1771—63	U.R.S.S.—Al GOST 8110—56	R.S.R.—Oțel STAS 424 și 425—62	R.S.R. propunerea autorului
Nr. total de profile diferite		172 (130 standardizate)	127	76	56 (103 propuse în 1962)	153	87
Coeficient de gradație C_A	La aceeași aripă	1,14—1,38	1,18—1,34	1,18—1,32	1,18—1,34	1,15—1,30	1,18—1,35
	La aripi diferite	1,02—1,05	1,05—1,08	1,03—1,15	1,03—1,10	1,02—1,05	1,03—1,10

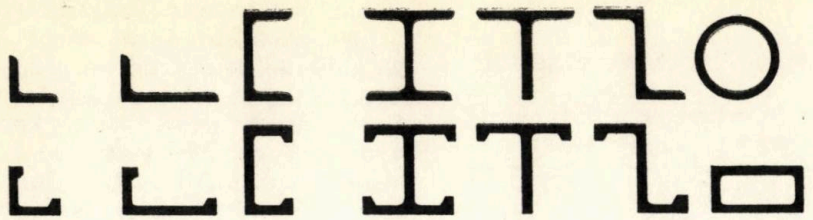
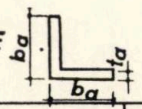


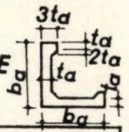
Fig. 2

Tabelul 5

CORNIERE CU ARIPI EGALE (FĂRĂ BULB)



CORNIERE CU ARIPI EGALE (CU BULB)



Nr. crt.	Denumirea	Nr. crt.	Denumirea	Nr. crt.	Denumirea	Nr. crt.	Denumirea
1	25x25x1,5 *	28	100x100x 8	1	50x50x 2 b	28	120x120x 5 b
2	x2,0	29	x 9	2	x 3 b	29	x 6 b
3	30x30x2 *	30	x10	3	60x60x 3 b	30	x 8 b
4	x3	31	x11	4	x 4 b	31	x10 b
5	45x45x3	32	x12	5	x 5 b	32	x12 b
6	x4	33	120x120x 8	6	x 6 b	33	130x130x 6 b
7	50x50x3	34	x10	7	70x70x 3 b	34	x 8 b
8	x4	35	x12	8	x 4 b	35	x10 b
9	60x60x4	36	x14	9	x 5 b	36	x12 b
10	x5	37	130x130x 8	10	x 6 b	37	x14 b
11	x6	38	x10	11	x 7 b	38	150x150x 8 b
12	x7	39	x12	12	80x80x3,5 b	39	x10 b
13	70x70x5	40	x14	13	x 4 b	40	x12 b
14	x6	41	150x150x10	14	x 5 b	41	x14 b
15	x7	42	x12	15	x 6 b	42	x16 b
16	x8	43	x14	16	x 7 b	43	170x170x10 b
17	80x80x5	44	x16	17	x 8 b	44	x12 b
18	x6	45	170x170x12	18	90x90x 4 b	45	x14 b
19	x7	46	x14	19	x 5 b	46	x16 b
20	x8	47	x16	20	x 6 b	47	200x200x10 b
21	x9	48	x18	21	x 7 b	48	x12 b
22	90x90x6	49	200x200x14	22	x 8 b	49	x14 b
23	x7	50	x16	23	x 9 b	50	x16 b
24	x8	51	x18	24	100x100x5 b	51	x18 b
25	x9	52	x20	25	x6 b		
26	x10	53	x22	26	x8 b		
27	100x100x7			27	x10 b		

Unele caracteristici generale ale sortimentului propus.

a) 53 de dimensiuni diferite

b) $\frac{b_a}{t_a} \approx 16{,}2 - 8{,}3$

c) coeficient de gradaţie 1,03...1,33

d) * numai din aliajele moi

e) lungimi : curente 6 – 8 m
speciale (prin înţelegere cu uzina) > 8 m.

f) Toleranţe posibile :
b_a : 0,5 mm... ± 1,5 mm (în funcţie de val. lui a şi în general cca. 2,5% din a) t_a : ± 0,2 ... ± 0,7mm (în funcţie de vol. lui t_a şi în general, 2,5% din t_a pt. aliaje moi şi 4% pt. cele dure)
lung : + 5 mm... + 15 mm (în funcţie de valoarea lui L)
rectilinitate : (0,25 × Lm) cm pt l metri lungime
răsucirea sect. transversale : 1,5% m dar max 5° pt L > 3 m
45 /m... dar max 6° pt l > 3 m
(dar şi în funcţie de b_a)
perpendicularitatea planului de tăiere : 2°

g) Obs. Caract. sortimentului propus se înscriu sub acelea ale sortimentelor bogate şi precis executate (S.U.A. 1966)

h) Profilele din interiorul chenarului vor fi cele curent produse. Mărimea profilelor depinde şi de marca aliajului ales

Unele caracteristici generale ale sortimentului propus

a) 51 de profile diferite

b) $\frac{b_a}{t_a} = 23{,}0...10$;

c) coeficient de gradaţie 1,03 – 1,32

De exemplu, pentru unele din cercetările efectuate în cadrul INCERC [6] au fost proiectate matriţe cu care s-au extrudat profile din Al-Mg-Si (o marcă echivalentă cu 6061), avînd gabaritul de cca 70 mm şi grosimea pereţilor de 2 mm. Extrudarea acestor profile s-a făcut în anul 1968, chiar cu o presă foarte veche şi de capacitate mică (600 t) existentă la o uzină din ţară.

c) *Lungimile de fabricaţie* ale profilelor depind de capacitatea şi diametrul cilindrului presei de extrudare, de aria secţiunii transversale a profilelor, de dimensiunile echipamentului de tratare termică (pentru profilele care necesită tratamente termice) şi de dimensiunile preselor de îndreptare a profilelor.

Din lingouri de diametru mare pot rezulta profile foarte lungi dacă aria secţiunii transversale a acestora este mică.

Băile şi cuptoarele de tratare termică şi distanţa dintre bacurile presei de îndreptare sînt elementele care limitează lungimea de fabricaţie.

Lungimea curentă a profilelor este de 6 m ; în funcţie de aria secţiunii transversale se pot executa şi profile de 8 m. Lungimile de 12 m sînt realizabile numai în cazuri deosebite.

Aceste date sînt valabile pentru produsele U.P.A.S.

2.2. Alegerea sortimentului de profile în funcţie de tehnologia de uzinare şi montaj a elementelor şi structurilor

Evident că elementele şi structurile metalice alcătuite din profile extrudate sînt, din punct de vedere al soluţiei constructive de ansamblu, în primul rînd elementele cu zăbrele. Profilele extrudate pot fi utilizate şi pentru soluţiile denumite în mod curent „cu inimă plină" ; la aceste soluţii tălpile, nervurile de rigidizare etc. pot fi soluţionate tot din profile extrudate.

Alegerea profilelor în funcţie de tehnologia de uzinare înseamnă alegerea unor forme de profile care să permită uşor debitarea, îmbinarea de uzinare şi asamblările de uzinare.

Soluţiile generale de realizare a îmbinărilor — sudarea, nituirea, bulonarea — influenţează în mod diferit alegerea formei profilelor de îmbinat.

De exemplu, profilele cu aripi late, cu feţe plane pentru aceste aripi, se pretează bine soluţiilor nituite sau bulonate, profilele cu muchii îngroşate (bulb) oferă

Tabelul 6

CORNIERE CU ARIPI NEEGALE (fără bulb)

Nr. crt.	Denumirea	Nr. crt.	Denumirea
1	20x30x1,5	19	60x 90x 6
2	x2	20	x 7
3	x3	21	x 8
4	25x40x2	22	70x100x 8
5	x3	23	x10
6	x4	24	80x120x 8
7	30x45x3	25	x10
8	x4	26	x12
9	x5	27	100x150x10
10	35x50x3	28	x12
11	x4	29	x14
12	x5	30	x16
13	40x60x4	31	120x180x14
14	x5	32	x16
15	x6	33	x18
16	50x75x5	34	130x200x14
17	x6	35	x16
18	x7	36	x18

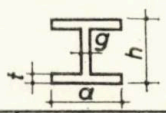
CORNIERE CU ARIPI NEEGALE (cu bulb)

Nr. crt.	Denumirea	Nr. crt.	Denumirea
1	35x 50x 2	19	70x100x 8
2	x 3	20	x10
3	x 4	21	80x120x 6
4	x 5	22	x 8
5	40x60 x2,5	23	x10
6	x 3	24	x12
7	x 4	25	100x150x 8
8	x 5	26	x10
9	50x75 x 3	27	x12
10	x 4	28	x14
11	x 5	29	120x180x12
12	x 6	30	x14
13	x 7	31	x16
14	60x90 x 4	32	x18
15	x 6	33	130x200x12
16	x 8	34	x14
17	x10	35	x16
18	70x100x 6	36	x18

Obs. Caracteristici generale similare cu cele ale cornierelor cu aripi egale. Profilele curente în chenar.

PROFIL I (fără bulb)

Nr. crt.	h x a x g x t
1	50x 30x3x3
2	50x 30x5x3
3	80x 50x3x3
4	80x 50x5x3
5	80x 80x5x5
6	100x 30x3x3
7	100x 50x3x3
8	100x 80x3x4
9	100x 80x5x4
10	100x100x3x5
11	100x100x6x5
12	120x 50x3x3
13	120x 60x6x6
14	120x 60x8x6
15	120x 80x4x4
16	120x 80x6x6
17	120x100x4x5
18	120x100x8x6



Nr. crt.	h x a x g x t
19	120x120x8x6
20	120x120x10x6
21	140x 50x4x3
22	140x 80x4x4
23	140x 80x4x6
24	140x100x4x5
25	140x100x4x7
26	160x 60x4x4
27	160x 80x4x4
28	160x 80x8x5
29	160x 80x8x8
30	180x 80x5x4
31	180x100x5x5
32	180x120x8x6
33	180x140x5x7
34	200x100x5x6
35	200x100x8x7
36	200x180x8x10

Obs. $\frac{h}{g} = 12 - 40$; $\frac{a}{t} = 10 - 20$

PROFIL II (cu bulb)

Nr. crt.	h x a x g x t
1	100x 80x3x3
2	120x 80x3x3
3	120x100x3x4
4	140x 80x4x3
5	140x100x4x4
6	160x 80x4x3
7	160x100x4x4
8	180x100x4x4
9	180x120x4x5
10	180x140x4x6
11	200x100x5x4
12	200x140x5x4
13	200x180x5x8

Obs. $\frac{h}{g} = 40 - 45$

$\frac{a}{t} = 22,5 - 26,6$

avantaje evidente pentru realizarea sudurilor cu cordoane în relief, etc.

Forma profilelor trebuie analizată după alegerea soluției geometrice constructive de ansamblu și a procedeului de îmbinare.

Pentru rezolvarea îmbinărilor mai complicate, cu bare venind din mai multe direcții, proiectantul poate găsi soluții simple, prin adoptarea unor profile extrudate, cu aripi așezate corespunzător geometriei îmbinării.

Profilele acestea cu forme mai speciale nu pot fi totuși luate în considerație pentru sortimentul minim; ele vor materializa, pentru fiecare lucrare în parte, imaginația constructivă a proiectantului cunoscător al tehnologiei de extrudare. Adoptarea unor profile speciale, gîndite — după cum spun constructorii cu experiență în domeniul structurilor din aluminiu — ca și cînd nu se cunoaște existența sortimentului minim, este singura cale care poate duce la găsirea unor soluții de eficacitate maximă.

Sortimentul minim de profile trebuie să permită proiectantului să aleagă profilele cele mai potrivite solicitărilor la care sînt supuse, în condițiile unui consum minim de material.

2.3. Alegerea sortimentului de profile în funcție de condițiile de rezistență, stabilitate și economicitate

Pentru profilele destinate barelor supuse la solicitări axiale, alegerea este mai pretențioasă numai pentru profilele barelor comprimate. Pentru profilele barelor întinse, concentrarea materialului în jurul centrului de greutate al secțiunii barei și luarea în considerare a soluțiilor de prindere la capete sînt elementele principale care dictează forma profilelor și distribuția materialului în secțiunea transversală a profilelor.

Pentru profilele destinate barelor comprimate, sortimentul trebuie să ofere posibilitatea alegerii unor secțiuni de bare în care să nu existe surplus de rezistență nici din punct de vedere al stabilității generale, nici din punct de vedere al stabilității locale: numai așa vor putea fi adoptate soluțiile de maximă eficacitate.

Cu alte cuvinte, alegerea trebuie să se îndrepte spre profile cu raze de girație mari, dar la care raportul dintre lățimea aripilor, b_a, și grosimea lor, t_a, are o valoare rațională.

Eficacitatea distribuției materialului într-o secțiune de arie dată poate fi caracterizată după valoarea raportului $\frac{i_{min}}{\sqrt{A}}$, cunoscut [4] sub denumirea de rază de inerție specifică (i_{sp}). Valorile i_{sp} cresc o dată cu micșorarea grosimii aripilor.

Alegerea unor bare comprimate cu eficacitate maximă se realizează atunci cînd i_{sp} maxim corespunde unui anumit raport b_a/t_a, pentru care pericolul pierderii stabilităţii locale este egal cu acela al pierderii stabilităţii generale a barei.

Valoarea raportului b_a/t_a depinde şi de marca aliajului de aluminiu, ştiut fiind că domeniile elastice variază de la o marcă la alta.

Cele spuse mai înainte se pot exprima şi în felul următor: O bară comprimată, optim proiectată, trebuie să respecte relaţia:

$$\sigma_{cr\ general} = \sigma_{cr\ local} \qquad (1)$$

În practica de proiectare a structurilor din profile extrudate se folosesc mai multe metode.

În cele ce urmează sînt prezentate pe scurt două dintre aceste metode.

Proiectanţii americani [7] folosesc următoarea metodă:

Pentru prima alegere se determină secţiunea, folosind de ex. relaţia (2).

$$I_{nec} = \frac{P\,(k \cdot l)^2}{\pi^2 \cdot E} \qquad (2)$$

unde:

I_{nec} = momentul de inerţie corespunzător situaţiei critice

$K \cdot l$ = lungimea reală de flambaj, l_f, care depinde de rezemările barei

P = încărcarea de calcul

Pentru secţiunea concret aleasă se verifică apoi $\sigma_{cr\ general}$ efectiv, iar $\sigma_{cr\ local}$ se verifică ţinînd seama de cele arătate mai jos.

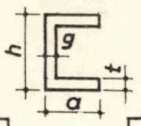
Considerînd aripile profilelor ca plăci plane subţiri, pentru care, în domeniul elastic, efortul unitar critic este dat în relaţia cunoscută:

$$\sigma_{cr\ local} = \frac{k\,\pi^2\,E}{12\,(l - \mu^2)} \times \left(\frac{t_a}{b_a}\right)^2 \text{kgf/cm}^2 \qquad (2)$$

şi considerînd bara ca element solicitat la compresiune axială la care, în domeniul elastic, σ_{cr} este dat de relaţia lui Euler:

$$\sigma_{cr\ gr.} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot l}{i_{min}}\right)^2} = \frac{\pi^2\,E}{\lambda^2} \qquad (3)$$

Tabelul 7



PROFIL C (fără bulb)

Nr. crt.	h x a x g x t
1	50x 30x3x3
2	80x 30x3x3
3	80x 50x3x3
4	100x 40x4x4
5	100x 50x4x4
6	120x 40x4x4
7	120x 60x4x4
8	140x 50x4x4
9	140x 70x4x5
10	160x 50x4x4
11	160x 50x4x6
12	160x 70x4x5
13	180x 60x5x4
14	180x 60x5x6
15	180x 80x5x5
16	180x 80x5x6
17	180x 80x7x7
18	200x 80x6x5
19	200x 80x6x7
20	200x100x6x7
21	200x100x7x7

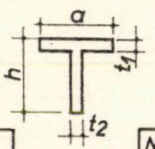
Obs. $\frac{h}{g} = 16 - 36$; $\frac{a}{t} = 8{,}4 - 16{,}6$

PROFIL C (cu bulb)

Nr. crt.	h x a x g x t
1	100x 50x4x3
2	100x 60x4x4
3	120x 60x4x3
4	120x 70x4x4
5	140x 70x4x4
6	140x 90x4x5
7	160x 70x4x4
8	160x 90x4x5
9	180x 80x5x4
10	180x100x5x5
11	180x100x6x6

Obs. $\frac{h}{g} = 16{,}6 - 40$

$\frac{a}{t} = 15 - 20$



PROFIL T (fără bulb)

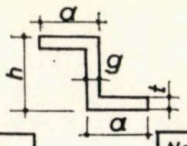
Nr. crt.	a x b x t1 x t2
1	30x 30x2x2
2	35x 35x2x2
3	40x 40x3x3
4	40x 50x3x3
5	50x 40x3x3
6	50x 50x3x3
7	50x 70x3x4
8	70x 50x4x3
9	70x 70x4x4
10	70x 90x4x5
11	90x 70x5x4
12	90x 90x5x5
13	100x 70x5x4
14	100x100x5x6
16	120x100x6x6
17	120x120x6x7
18	150x100x6x6
19	150x120x6x7
20	150x150x6x8
21	150x150x8x8
15	120x100x5x6

PROFIL T (cu bulb)

Nr. crt.	a x b x t1 x t2
1	40x 50x2x2
2	50x 40x2x2
3	50x 50x2x2
4	50x 70x3x3
5	70x 50x3x3
6	70x 70x3x3
7	90x 70x4x4
8	100x 70x4x4
9	120x100x4x6
10	120x120x4x6
11	150x120x6x6
12	150x150x6x7
13	150x150x7x7

Tabelul 8

PROFIL ⌐ (fără bulb)

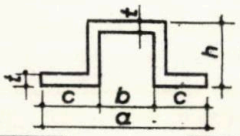


PROFIL ⌐ (cu bulb)

Nr. crt.	h x a x g x t
1	50x30x3x3
2	60x30x3x3
3	60x40x3x3
4	70x30x3x3
5	70x40x3x3
6	90x30x3x3
7	90x40x3x3
8	90x50x3x3
9	90x50x3x4
10	100x50x3x3
11	100x50x3x4
12	100x50x3x5
13	100x50x4x4
14	100x70x4x5
15	100x70x5x5
16	120x70x4x4
17	120x70x4x5
18	120x70x5x5
19	120x70x6x6
20	120x90x4x5
21	120x90x6x6
22	120x90x6x7
23	120x90x7x7
24	120x90x8x6
25	120x90x8x8

Nr. crt.	h x a x g x t
1	90x40x3x3
2	100x50x3x3
3	100x70x3x3
4	120x70x3x3
5	120x70x4x3
6	120x90x3x4
7	120x90x4x4
8	120x90x6x4
9	120x90x7x5

PROFIL ⌐⌐ (fără bulb)



PROFIL ⌐⌐ (cu bulb)

Nr. crt.	a x h x b x c x t
1	100x40x50x25x4
2	100x50x50x25x4
3	100x50x50x25x5
4	120x40x50x35x4
5	120x40x50x35x5
6	120x40x70x25x4
7	120x40x70x25x5
8	120x60x50x35x4
9	120x60x50x35x5
10	120x60x70x25x4
11	120x60x70x25x5

Nr. crt.	a x h x b x c x t
1	100x30x50x25x3
2	100x40x50x25x3
3	120x30x50x35x3
4	120x40x50x35x4
5	120x40x70x25x3
6	120x60x50x35x3
7	120x60x70x25x3

apoi, egalînd expresiile (2) și (3) și explicitînd, rezultă

$$\lambda_{(echiv.)} = \frac{l}{\sqrt{k}} \cdot 3{,}27 \cdot \frac{b_a}{t_a} = \frac{3{,}27}{\sqrt{k}} \cdot \frac{b_a}{t_a} \qquad (4)$$

unde k este un coeficient care depinde de ipotezele de rezemare ale aripilor profilului. Valorile $\frac{3{,}27}{\sqrt{k}}$ sînt întabulate (fig. 1) [1] pentru diferite situații permițînd determinarea imediată a valorii $\lambda_{echiv.}$. Cu această valoare $\lambda_{echiv.}$ se verifică dacă relația (5) este îndeplinită :

$$\sigma_{cr\ local} \leqslant \sigma_{cr\ general} \qquad (5)$$

Soluțiile cele mai economice se obțin pentru valori ale coeficienților de zvelțețe λ, de aproximativ 60. După verificarea inegalității (5) se trece la alegerea definitivă a secțiunii, la care $\sigma_{cr\ local} \approx \sigma_{cr\ general}$.

Cercetătorii sovietici [4] indică altă cale considerată ca foarte practică, în care se utilizează nomograme calculate în funcție de profilele existente, pentru cîteva tipuri de secțiuni de bare.

Astfel, se pleacă de la observația că aria unui profil extrudat poate fi exprimată sub forma (6) :

$$A = k_1 \cdot b_a \cdot t_a \qquad (6)$$

unde : b_a și t_a au semnificația de mai înainte, iar

k_1 este un coeficient caracteristic și aproximativ constant pentru fiecare tip de profil.

Introducînd notațiile

$$\frac{b_a}{t_a} = n \qquad (7)$$

$$\frac{i_{min}}{b_a} = c \qquad (8)$$

$$\frac{l_{fl}}{i_{min}} = \lambda_{max} \qquad (9)$$

relația (6) se poate scrie în funcție de (7), (8) și (9) sub forma

$$A = \frac{k_1 \cdot l^2}{n \cdot c^2 \cdot \lambda^2} \qquad (10)$$

Deoarece pentru o proiectare economică, $\sigma_{ef} = \sigma_a = \frac{P}{A \cdot \varphi}$ rezultă

$$A = \frac{P}{\varphi \cdot \sigma_a} = \frac{k_1 \cdot l^2}{n \cdot c \cdot \lambda^2} \qquad (11)$$

de unde $\frac{\sqrt{P}}{l} = \frac{1}{c \cdot \lambda} \cdot \sqrt{\frac{k_1 \cdot \varphi \cdot \sigma_a}{n}}$ (12)

Pentru o anumită formă de secțiune (⌊, ⌊⌊, ⌊⌋, ⊐⌊⊏ etc.) din profile extrudate, mărimile λ, n și $\varphi \cdot \sigma_a$ sînt legate între ele : fiecărei valori $\varphi \cdot \sigma_a$ îi corespunde o valoare λ, iar acesteia din urmă i se poate determina o valoare n optimă (din condiția $\sigma_{c.\,gr.} = \sigma_{cr\ local}$).

Astfel, relația (12) stabilește legătura dintre $\frac{\sqrt{P}}{l}$ și oricare din

mărimile $\varphi \cdot \sigma_a$, λ şi n. Se pot alcătui nomograme de calcul cu ajutorul cărora, cunoscînd P_{calcul} şi $l_{bară}$ se poate determina rapid A minim la care $\sigma_{cr\ gr.} = \sigma_{cr\ local}$.

În cazul existenţei unui sortiment de profile cu un coeficient de gradaţie ($C_A = \frac{A_i}{A_{i+1}}$: valoarea raportului dintre ariile a două profile succesive din sortimentul unui tip de profil) raţional, proiectantul are posibilitatea alegerii unor secţiuni economice. Extrudarea face posibilă şi justificabilă existenţa unui număr mare de profile de dimensiuni diferite pentru o anumită formă de profil.

După [4] coeficientul de gradaţie, ţinînd seama şi de frecvenţa de utilizare a unei anumite forme şi mărimi, este recomandabil să aibă valorile cuprinse între:

1,03...1,05 pentru profile frecvent utilizate

1,06...1,10 pentru profile mai puţin frecvent utilizate.

Pentru formele uzuale (ale căror avantaje constructive şi de rezistenţă sînt bine cunoscute de la construcţiile de oţel), profilele foarte mici şi cele foarte mari se consideră mai rar utilizate; profilele cu dimensiuni medii sînt utilizate mai des. În cazul unui sortiment foarte bogat, coeficientul de gradaţie trebuie să fie astfel ca variaţiile de grosime ale aripilor a două profile succesive să nu fie mai mici decît suma modulelor toleranţelor de grosime ale celor două profile.

Principalele tipuri de profile extrudate folosite în ţările cu experienţă în domeniul produselor din aluminiu sînt indicate în fig. 2. Unele dintre acestea au evidente avantaje pentru barele comprimate sau încovoiate. De exemplu, cornierele cu bulb pot avea raza de giraţie specifică în medie cu 10% mai mare decît aceea a profilelor fără bulb.

Cornierele cu aripi inegale se fac de obicei cu raportul 3/2 pentru laturile aripilor, ceea ce permite proiectarea unor bare din corniere alăturate, avînd raze de giraţie egale după ambele axe.

Profilele solicitate la încovoiere pot fi şi ele caracterizate, din punctul de vedere al eficacităţii, prin raportul

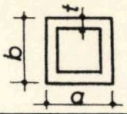
$$W_{sp} = \frac{W}{A\sqrt{A}}, \qquad (13)$$

denumit şi modul de rezistenţă specific.

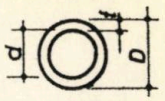
Se consideră [4] că profilele cu valori ale lui W_{sp} variind între 1,4 şi 1,5 sînt economice. În general, cantitatea de material din tălpile profilelor I şi [se ia egală cu cea din inima profilelor, iar raportul $\frac{h}{t_i} \leqslant 40 \ldots 50$.

Tabelul 9

PROFILE TUBULARE RECTANGULARE



TEVI



Nr. crt.	a x b x t	Nr. crt.	a x b x t	Nr. crt	D x t	Nr. crt.	D x t
1	15 x 15 x 1	29	70 x 30 x 6	1	15 x 1	29	80 x 8
2	15 x 15 x 1,5	30	70 x 50 x 2	2	x 1,5	30	x 10
3	20 x 15 x 1,5	31	70 x 50 x 4	3	x 2	31	90 x 3
4	20 x 15 x 2	32	70 x 50 x 5	4	20 x 1,5	32	x 4
5	20 x 20 x 2	33	70 x 50 x 6	5	x 2	33	x 6
6	20 x 20 x 3	34	70 x 70 x 3	6	x 2,5	34	x 8
7	30 x 15 x 2	35	x 4	7	30 x 2	35	x 10
8	30 x 15 x 3	36	x 5	8	x 3	36	100 x 3,5
9	30 x 20 x 2	37	90 x 50 x 3	9	x 4	37	x 4
10	30 x 20 x 3	38	x 4	10	40 x 3	38	x 6
11	30 x 30 x 2	39	x 5	11	x 4	39	x 8
12	30 x 30 x 3	40	x 6	12	x 5	40	x 10
13	30 x 30 x 4	41	90 x 70 x 3	13	50 x 3	41	120 x 4
14	50 x 20 x 2	42	x 5	14	x 4	42	x 6
15	50 x 20 x 3	43	x 7	15	x 5	43	x 8
16	50 x 20 x 4	44	90 x 90 x 3	16	x 6	44	x 10
17	50 x 20 x 5	45	x 5	17	60 x 3	45	x 12
18	50 x 30 x 2	46	x 7	18	x 4	46	130 x 5
19	50 x 30 x 3	47	x 9	19	x 5	47	x 6
20	50 x 30 x 4	48	100 x 50 x 3	20	x 6	48	x 8
21	50 x 30 x 5	49	x 5	21	70 x 3	49	x 10
22	50 x 50 x 2	50	x 7	22	x 4	50	x 12
23	50 x 50 x 3	51	x 10	23	x 5	51	150 x 5
24	50 x 50 x 4	52	100 x 70 x 3	24	x 6	52	x 6
25	50 x 50 x 5	53	x 5	25	x 7	53	x 8
26	70 x 30 x 3	54	x 7	26	80 x 3	54	x 10
27	70 x 30 x 4	55	x 10	27	x 4	55	x 12
28	70 x 30 x 5	56	100 x 100 x 3	28	x 6	56	x 14
		57	x 5				
		58	x 7				
		59	x 10				
		60	120 x 70 x 4				
		61	x 6				
		62	x 8				
		63	x 10				
		64	120 x 100 x 4				
		65	x 6				
		66	x 8				
		67	x 10				
		68	120 x 120 x 4				
		69	x 6				
		70	x 8				
		71	x 10				
		72	x 12				

Obs. tuburile cu t mic se fac numai din aliaje moi, echivalente ca marcă cu:
1100
3003
6063

Raportul deschiderii aripilor față de grosimea lor variază între 5 și 20, depinzînd de marca aliajului și de prezența sau absența bulbului.

3. ALTE ASPECTE PRIVIND SORTIMENTUL DE PROFILE DIN ALIAJE DE ALUMINIU

3.1. Observații privind sortimentele existente în alte țări

Profilele din aliaje de aluminiu se fabrică prin extrudare și prin laminare. Profilele de dimensiuni mari și forme clasice (ca la oțel), realizate din aliaje dure (grupele Al-Mg, Al-Cu-Mg, Al-Zn-Mg) se fac mai ușor prin laminare. Profilele din celelalte tipuri de aliaje, sau profilele mai mici din aliaje dure se fac prin extrudare.

Principalii producători și consumatori de profile din aliaje de aluminiu sînt cei din S.U.A. Sortimentul de profile produs de firmele americane este foarte bogat.

Sortimente relativ largi se produc și în U.R.S.S., Anglia, R.F. a Germaniei etc.

Pentru a avea o imagine a anvergurii sortimentelor de profile existente în cîteva țări cu o producție dezvoltată de aliaje de aluminiu, în tabelul 4 se prezintă date interesante; pentru comparație, se prezintă în paralel și date privind sortimentul de profile de oțel laminate la cald în țara noastră și date privind sortimentul indicat în această lucrare.

3.2. Propunere preliminară pentru sortimentul de profile din aliaje de aluminiu din țara noastră

Ținînd seama de cele expuse mai înainte și considerînd cele ce urmează ca o bază de discuție între U.P.A.S. și principalii factori din țară interesați în producerea, proiectarea și utilizarea profilelor și țevilor din aliaje de aluminiu pentru realizarea elementelor și structurilor metalice, în tabelele 5, 6, 7, 8 și 9 sînt prezentate profilele și țevile care pot constitui un sortiment dimensional rațional de adoptat și în țara noastră.

În privința mărcilor de aliaje recomandabile de utilizat și a caracteristicilor chimice și fizico-mecanice ale acestora, cele prezentate în tabelele din [2], [5], [6], [8], [9] sînt valabile și au stat la baza primelor indicații de folosire a aliajelor de aluminiu la realizarea elementelor de rezistență din țara noastră.

BIBLIOGRAFIE

[1] *** *Aspects of competition between steel and other materials.* United Nations, Economic Commission for Europe, Steel Committee, New York, 1966.

[2] NICULESCU D.: *Realizarea și verificarea experimentală a stării de eforturi-deformații pe stand și în exploatare, sub încărcări statice și dinamice, a turlei metalice sudate din profile extrudate din Al—Mg Si, pentru instalația mobilă de foraj SG—150.* Cercetări INCERC în colaborare cu IPCUP, București, 1968—1970.

[3] *** *Alcoa Aluminum Handbook* Alcoa, 1962.

[4] *** *Stroitelnîie konstrukții iz aliuminevih splavov TNIISK.* Moskva, 1962—1963.

[5] NICULESCU D., PREDA I., PĂTRÂNICHE N.: *Construcții metalice din aluminiu.* Ed. Tehnică, București, 1966.

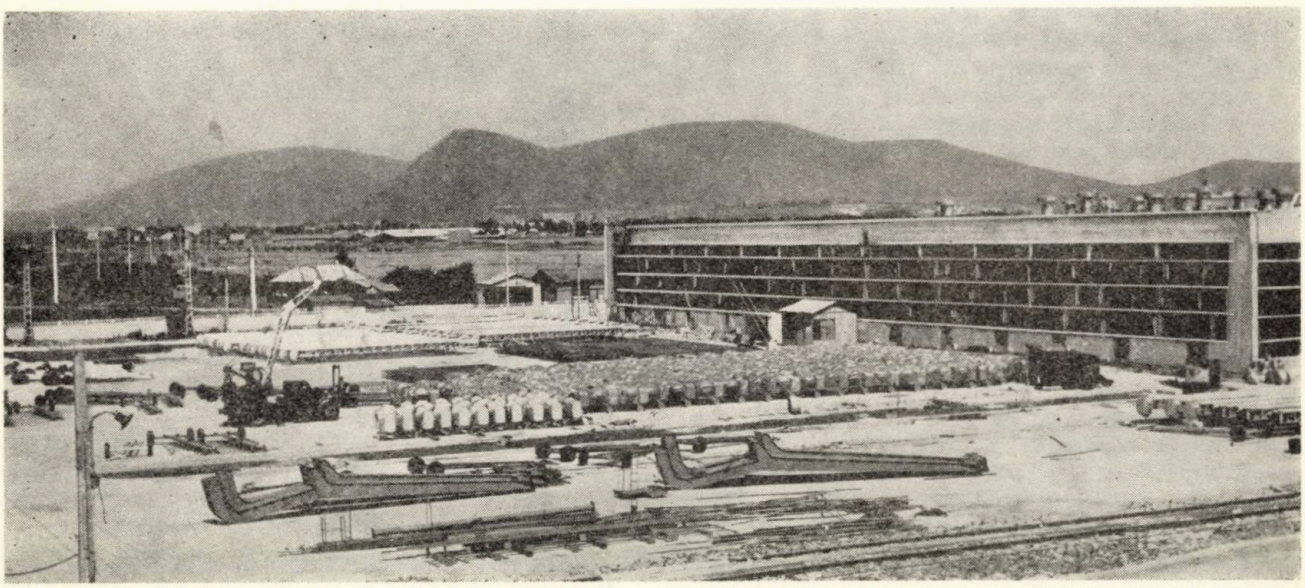
[6] NICULESCU D.: *Executarea prin extrudare a profilelor cu bulb din aliaj Al—Mg—Si și determinarea caracteristicilor fizico-mecanice și de calcul ale acestor profile.* Studii și Cercetări INCERC, 1967—1969.

[7] ANGERMAYER K.: *Structural Aluminum Design.* Reynolds Metals Co, Richmond, Va., 1966.

[8] NICULESCU D.: *Mărcile de aliaje de aluminiu recomandabile de utilizat în construcții.* Referat INCERC, 1967.

[9] NICULESCU D.: *Mărcile de aliaje de aluminiu folosite în construcții în S.U.A.* Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr. 3, 1968.

[10] NICULESCU D.: *Indicații provizorii pentru utilizarea profilelor extrudate din aliaje de aluminiu la realizara elementelor de rezistență.* Lucrare INCERC, 1971.



Întreprinderea metalurgică „Ceahlăul" din Piatra Neamț — Hala monobloc

Cercetări privind comportarea piloților forați de diametru mare supuși la solicitări axiale în pământuri coezive

Prof. ing. LYMON C. REESE, ing. MICHAEL W. O'NEILL
Departamentul de construcții al Universității din Austin, Texas (S.U.A.)

Ing. IACINT MANOLIU*,
Institutul de construcții București

Într-un articol anterior [1] au fost înfățișate principalele aspecte ale execuției piloților forați de diametru mare, ale mecanismului de transmitere a încărcării axiale la teren și ale calculului acestor elemente de fundație, în lumina experienței din S.U.A.

În cele ce urmează vor fi descrise o serie de cercetări, în laborator și la scară naturală, avînd drept principal obiectiv obținerea de date cu privire la natura, mărimea și modul de apariție a forțelor de frecare pe suprafața laterală a puțurilor forate, în funcție de intensitatea solicitării axiale, de proprietățile pămîntului, de natura materialului din care este confecționat pilotul și de procedeul de execuție folosit pentru realizarea puțului. Cercetările au fost efectuate de către un colectiv din cadrul Departamentului de construcții al Universității din Austin, Texas, în baza unui contract cu Departamentul de drumuri al statului Texas.

Programul cercetărilor a cuprins trei părți:

1. Recunoașterea condițiilor de teren pe amplasamentul încercărilor la scară naturală, situat lîngă autostrada 225 în Houston, Texas, și determinarea proprietăților fizice și mecanice ale pămîntului.

2. Cercetări de laborator privind migrarea apei din beton în probe de pămînt recoltate de pe amplasament.

3. Încercări la scară naturală, la solicitare axială, a patru tipuri de puțuri forate.

1. CONDIȚIILE GEOTEHNICE PE AMPLASAMENT

Formațiunea geologică tipică pentru zona în care s-au efectuat încercările este argila de Beaumont, o argilă supraconsolidată, depozitată într-un strat de peste 200 m grosime cu 75 000—100 000 ani în urmă, în cuaternarul inferior. Formațiunea este neomogenă, prezentînd și incluziuni de nisipuri sau prafuri. Supraconsolidarea argilei s-a produs prin uscare, presiunea de preconsolidare fiind de ordinul a 4 kgf/cm². Numeroase cicluri de umidificare-uscare au creat o rețea deasă de fisuri, în majoritate mici și discontinue. Fisurile prezintă deseori fețe lucioase.

Rezultatele determinărilor de laborator pentru identificarea pămînturilor de pe amplasament sînt sintetizate în fig. 1 (profil geologic tipic și variația cu adîncimea a compoziției granulometrice), fig. 2 (variația cu adîncimea a limitelor de plasticitate și a umidității naturale) și fig. 3 (diagrama de plasticitate).

Încercările de identificare au pus în evidență existența a șase straturi, după cum urmează:

— stratul I 0 — 8,90 m argilă grasă;
— stratul II 8,90 — 9,70 m praf argilos;
— stratul III 9,70 — 12,90 m argilă prăfoasă;
— stratul IV 12,90 — 14,15 m argilă grasă;
— stratul V 14,15 — 15,10 m argilă prăfoasă;
— stratul VI 15,10 — 18,30 m argilă grasă.

În fig. 4 sînt date diagramele de variație în adîncime ale indicelui porilor, indicelui de compresiune C_c, $\left(C_c = \frac{e_0 - e}{\log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}}\right)$, și gradului de saturație S_r.

Principalul obiectiv al încercărilor de laborator l-a constituit determinarea rezistenței la tăiere a pămîntului. În fig. 5 sînt date diagramele de variație cu adîncimea a rezistenței

* Bursier Fulbright la Departamentul de construcții al Universității din Austin, Texas (S.U.A.), în cursul anului 1968

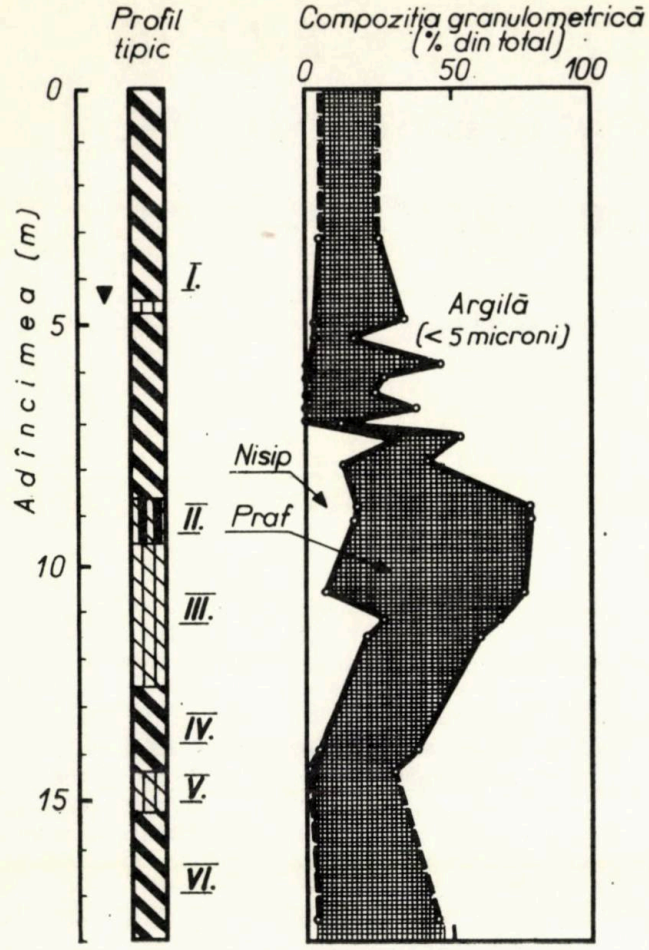


Fig. 1

la tăiere determinată pe diferite căi. Toate diagramele au aceeași alură, totuși este de reținut ecartul important între valorile obținute cu diferite metode. Dintre diagramele prezentate, în calculele ulterioare s-a luat în considerare cea obținută prin încercări neconsolidate-nedrenate în aparatul triaxial.

Mărimea presiunii hidrostatice în aceste încercări a fost luată aproximativ egală cu sarcina geologică pentru proba respectivă. De asemenea, la încercările de tăiere directă, presiunea normală aplicată asupra probelor înainte de forfecare s-a luat egală cu sarcina geologică.

2. CERCETĂRI DE LABORATOR PRIVIND MIGRAREA APEI DIN BETON ÎN PĂMÎNT

În mod normal, betonul turnat pe loc în corpul puțului forat conține, în vederea unei lucrabilități corespunzătoare, o cantitate importantă de apă în exces față de cea strict necesară pentru hidratarea cimentului.

S-a pus problema determinării condițiilor în care apa în exces pătrunde în porii pămîntului, a influenței acesteia asupra rezistenței la tăiere a pămîntului și, implicit, asupra forțelor de frecare dintre pămînt și beton. În acest scop, probe cilindrice de pămînt, recoltate de pe amplasamentul încercărilor de probă, avînd diametrul de 7 cm, au fost plasate în caseta inferioară a unui aparat de tăiere directă, depășind, pe anumite înălțimi stabilite, planul median al aparatului (fig. 6). Apoi, deasupra probelor de pămînt s-a turnat un mortar avînd raportul apă-ciment 0,6 și nisip-ciment (în greutate) 3. Asupra probelor de mortar-pămînt astfel confecționate s-a aplicat o presiune normală egală cu presiunea laterală existentă în puț la fața de contact între pămînt și beton. Probele au fost lăsate să se întărească, în condiții de umiditate constantă, timp de 7 zile după care au fost supuse la forfecare, cu o viteză constantă de 0,1 cm/minut, variind de la o probă la alta distanța între planul de forfecare și planul de separație pămînt-mortar. După forfecare s-a determinat umiditatea la diferite distanțe de fața de contact dintre mortar și pămînt.

Unul din principalele rezultate ale acestor studii a fost determinarea raportului între rezistența la forfecare maximă a probei de mortar + pămînt și cea a probei de pămînt ca atare. Acest raport, notat α și denumit coeficient de reducere a rezistenței la tăiere, definește

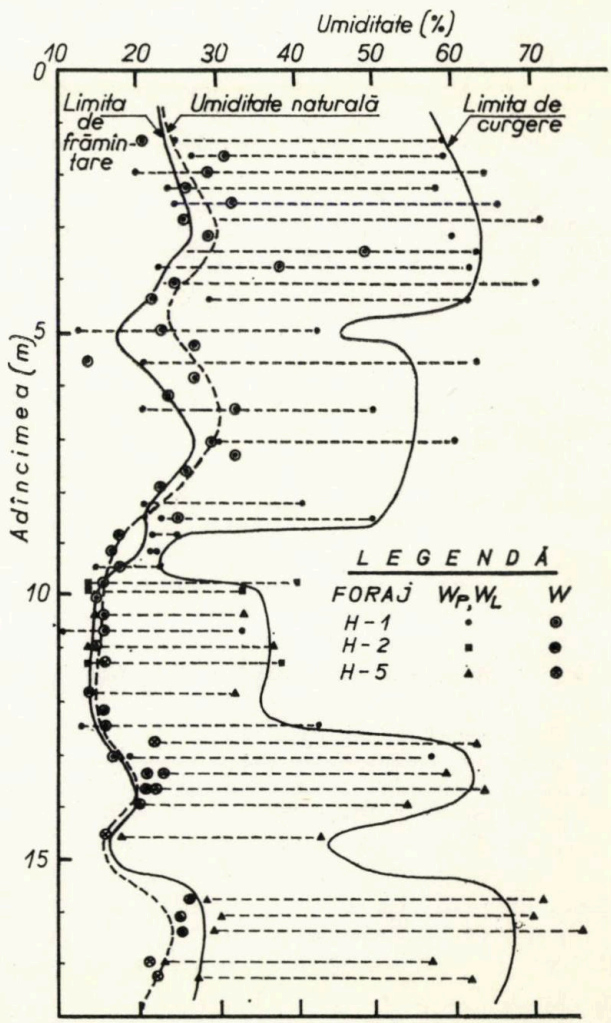


Fig. 2

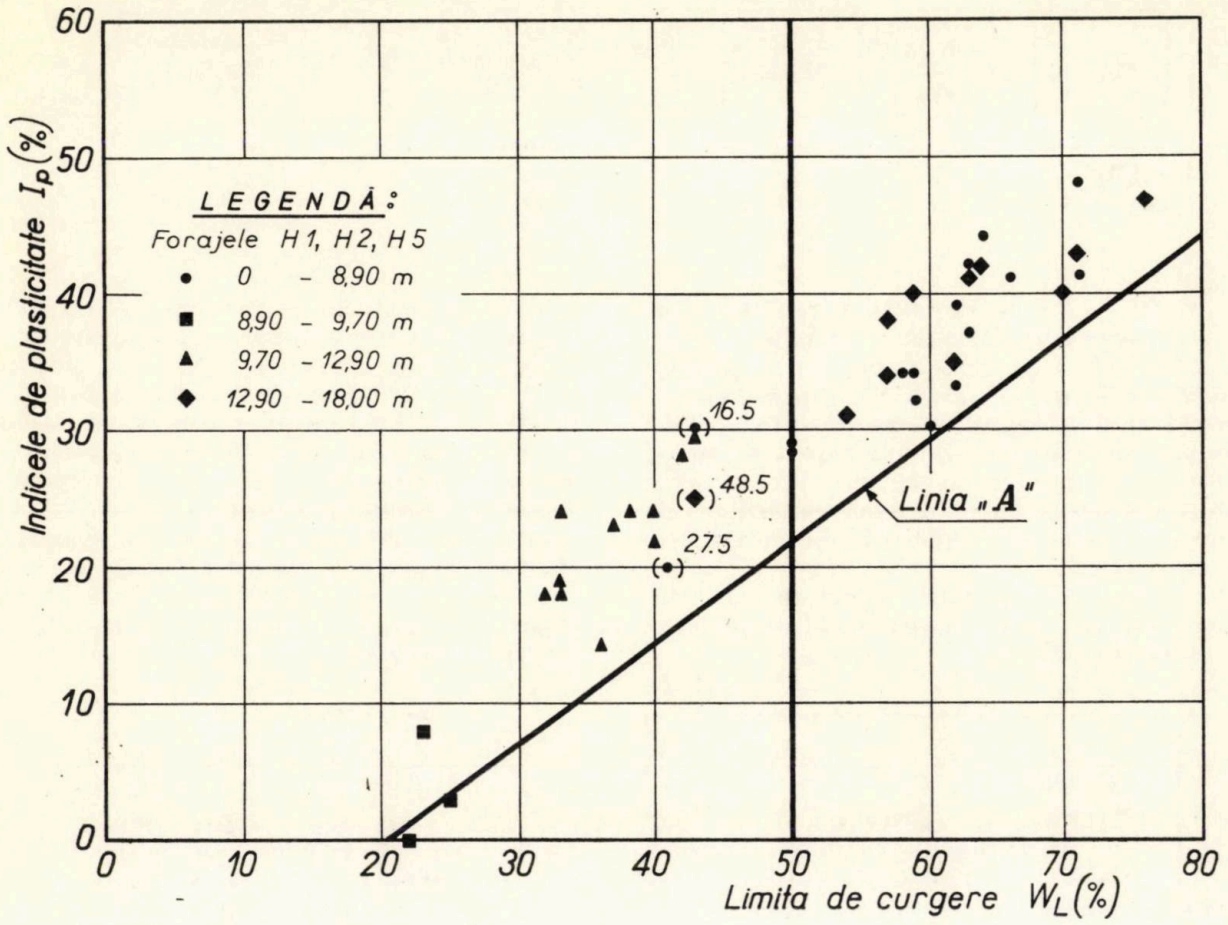


Fig. 3

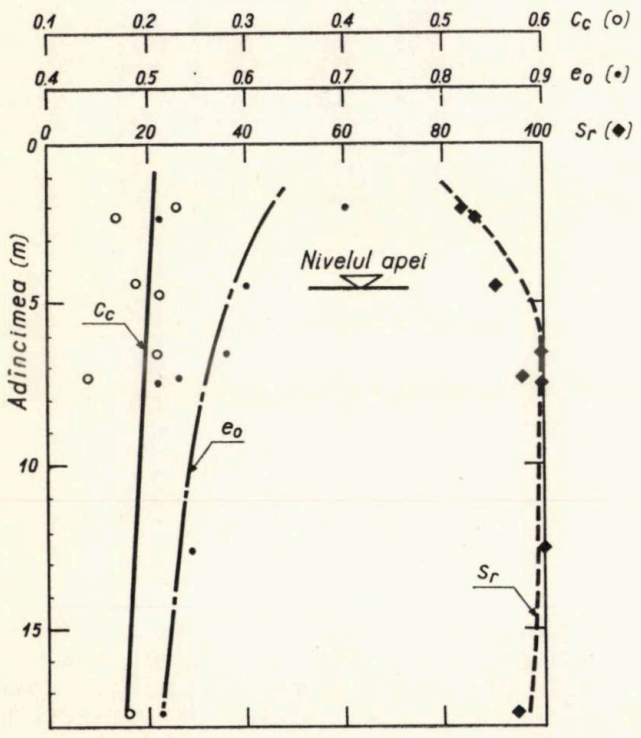


Fig. 4

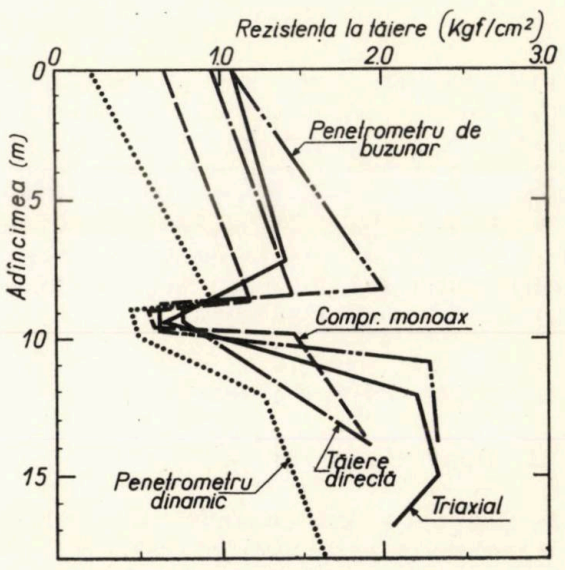


Fig. 5

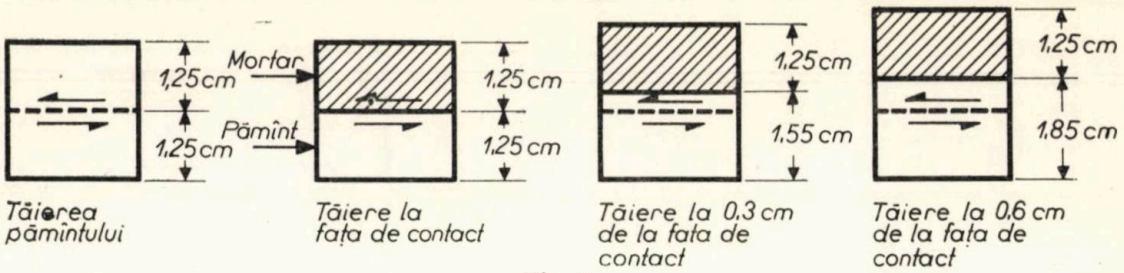


Fig. 6

măsura în care este mobilizată rezistenţa la tăiere pe suprafaţa laterală a unui puţ forat. Distanţa de la faţa de contact mortar-pămînt la care α a atins, la încercările din laborator, valoarea minimă reprezintă poziţia planului de minimă rezistenţă de-a lungul căruia se poate admite că se produce forfecarea în masa de pămînt adiacentă puţului, dacă condiţiile din laborator modelează suficient de corect pe cele din natură.

A rezultat că α prezintă valori cu atît mai scăzute cu cît plasticitatea pămîntului este mai mare (fig. 7).

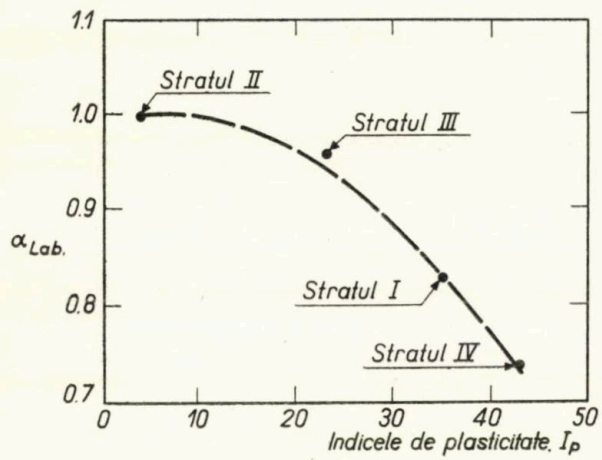


Fig. 7

Reducerea rezistenţei la tăiere la contactul beton-pămînt, evidenţiată de încercările de laborator şi confirmată de cele la scară naturală, nu poate fi în întregime atribuită umezirii pămîntului la contactul cu betonul. Noroiul de foraj contribuie şi el la această reducere, mai cu seamă atunci cînd, datorită unei execuţii necorespunzătoare, pungi de noroi rămîn închise între peretele puţului şi beton.

3. ÎNCERCĂRILE LA SCARĂ NATURALĂ

3.1. Dispoziţia generală

Încercările de teren au constat din realizarea şi încărcarea a patru puţuri forate, prevăzute cu instrumente de măsură pentru determinarea deplasărilor pe verticală şi a deformaţiilor în corpul de beton.

Toate puţurile au avut diametrul de 0,80 m. Puţul nr. 2 a fost prevăzut cu o lărgire la bază de forma unui trunchi de con cu generatoarea înclinată la 60° şi diametrul bazei de 2,40 m. Puţurile nr. 1,2,3 au avut adîncimea de 7,0 m şi s-au executat în uscat, în timp ce puţul nr. 4 a avut lungimea de 13,70 m şi s-a executat sub protecţia noroiului bentonitic.

Secţiunea de beton a fost continuă pe întreaga înălţime a găurilor forate, exceptînd puţul nr. 3 la care, o dată cu carcasa de armătură, s-a introdus la bază o pernă din masă plastică expandată care, ulterior, după turnarea

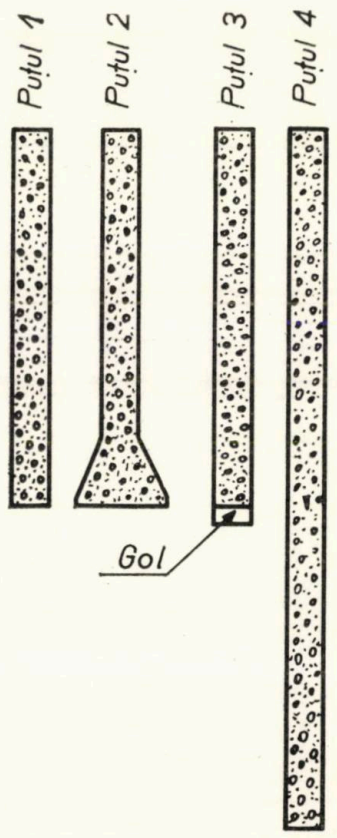


Fig. 8

betonului, a fost dizolvată prin injectarea de acetonă de la suprafaţă, formîndu-se astfel un gol care să creeze condiţiile de preluare a încărcării exclusiv prin frecarea pe suprafaţa laterală.

În fig. 8 sînt date secţiuni verticale prin cele patru puţuri.

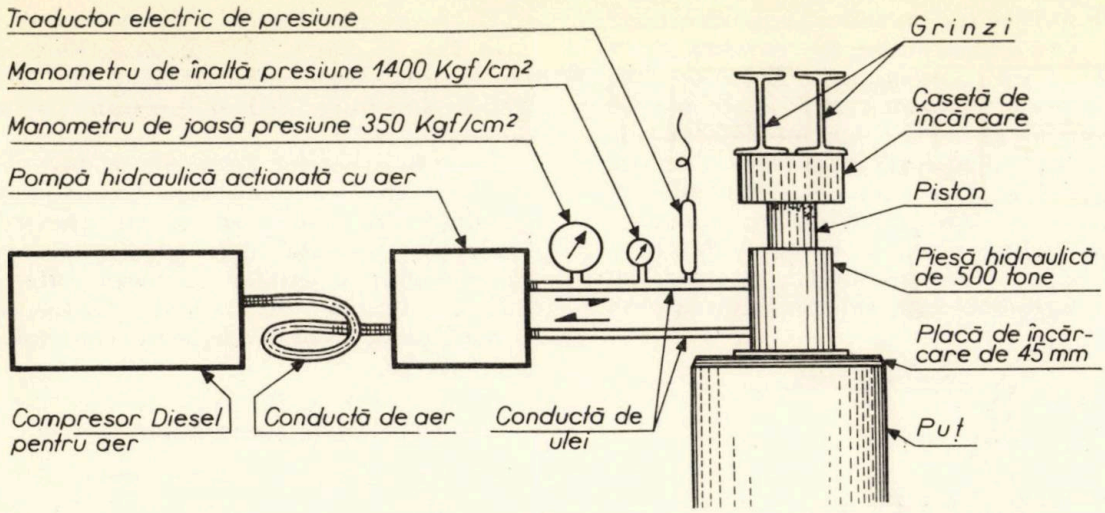


Fig. 9

3.2. Sistemul de încărcare

Încărcarea fiecăruia din cele patru puțuri s-a făcut cu prese hidraulice, reacțiunea fiind preluată de grinzi metalice fixate la capete de puțuri de ancoraj.

Schema dispozitivului de încărcare este arătată în fig. 9. Presele hidraulice de 500 tone, acționînd individual sau în tandem, au fost acționate de o pompă hidraulică lucrînd cu aer comprimat, care necesită o presiune a aerului de 6,3 kgf/cm² pentru a ridica presiunea fluidului pînă la 1400 kgf/cm². Aerul era furnizat de un compresor portabil, capabil să furnizeze 3,5 m³ de aer/minut la 7 kgf/cm². Pentru măsurarea presiunii s-au folosit manometre de joasă și înaltă presiune, precum și un traductor electric de mare sensibilitate.

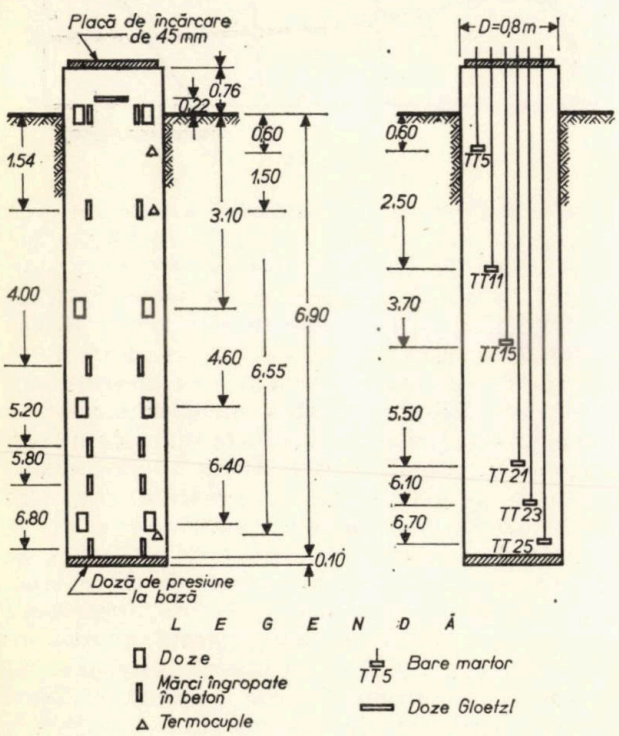


Fig. 10

3.3. Dispozitivele de măsură

Pentru măsurarea distribuției încărcării axiale în lungul puțurilor s-au utilizat șase sisteme de măsură dintre care patru electrice (doze tip „Mustran", mărci electrice îngropate în beton,

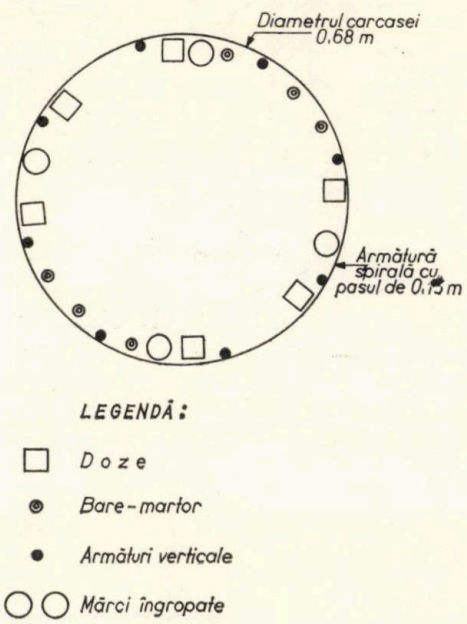


Fig. 11

mărci electrice lipite pe armături și doze de presiune la baza puțurilor) și două mecanice (doze de presiune hidraulice tip Gloetzl și tije îngropate în beton la diferite adîncimi—sistemul „Telltale"). În fig. 10 se arată în secțiune verticală poziția dispozitivelor de măsură plasate în puțul nr. 1, iar în fig. 11 poziția în plan a dispozitivelor la adîncimea de 4,50 m.

Dintre dispozitivele de măsură utilizate, cel care a dat deplină satisfacție în cursul încercărilor și care va fi descris în cele ce urmează, este doza „Mustran" (denumirea este prescurtarea de la „multiplying strains transducer" — traductor de multiplicare a deformațiilor). Doza

Mustran a fost confecţionată şi experimentată în cadrul Departamentului de construcţii al Universităţii din Austin [2]. Este o doză electrică concepută pentru a fi înglobată în masa betonului şi a reacţiona la deformaţiile acestuia. În fig. 12 se arată un detaliu al acestei doze, compusă dintr-o bară de oţel moale, cu mărci electrice rezistive, introdusă într-o cămaşă de cauciuc închisă etanş la capete. Pentru a împiedica pătrunderea umidităţii, în interiorul camerei se introduce azot sub presiune precum şi un desicator : cca 30 g de clorură de calciu.

În fig. 13 este arătat ansamblul doză + sistemul de hidroizolare. Dozele au fost menţinute continuu sub o presiune a azotului de cca 0,7 atm.

Tasările capetelor puţurilor au fost măsurate atît prin microcomparatoare fixate pe grinzi de referinţă din lemn, cît şi cu ajutorul unor traductori electrici care prezentau avantajul că prelucrarea datelor se făcea automat, sub forma diagramei de încărcare-tasare. De asemenea, pentru verificare, s-au făcut măsurători şi cu nivela.

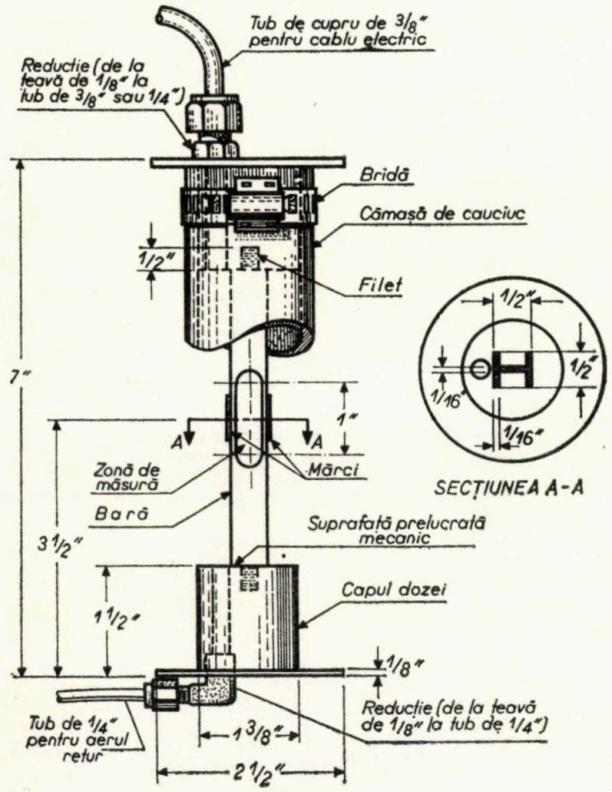


Fig. 12

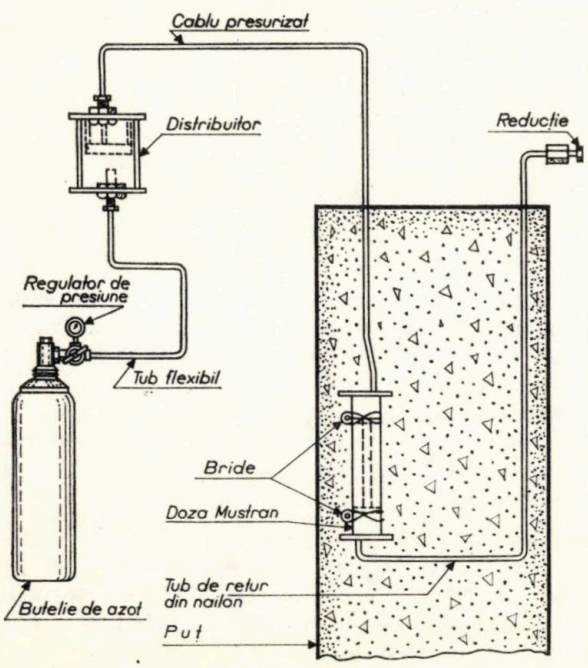


Fig. 13

3.4. Rezultatele încercărilor

Se vor prezenta succint cîteva din diagramele caracteristice obţinute în urma prelucrării datelor încercărilor.

Curbe de încărcare — tasare. În fig. 14 sînt reprezentate curbele obţinute pentru toate cele patru puţuri.

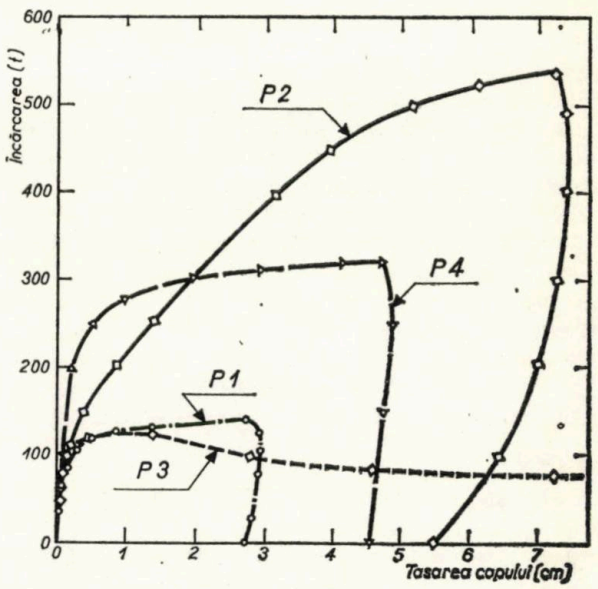


Fig. 14

Curbe de distribuţie a încărcării axiale. Acestea reprezintă unul din principalele rezultate ale încercărilor. Cu ajutorul dozelor Mustran s-au obţinut deformaţiile specifice în beton la diferite adîncimi, pe baza cărora s-au putut calcula eforturile unitare şi încărcarea axială în fiecare din secţiunile prevăzute cu instrumente de măsură. Pentru trasarea curbelor care să se înscrie printre punctele rezultate din măsurători s-a folosit un calcul statistic. În fig. 15 sînt arătate curbele de distribuţie a încărcării axiale, sub diferite trepte de încărcare, pentru puţul nr. 1.

Curbe de transfer ale încărcării. Acestea se construiesc pornind de la curbele de distribuţie ale încărcării şi de la curbele de încărcare-tasare. La o adîncime dată, panta curbei de distribuţie este egală cu produsul dintre efortul tangenţial şi circumferinţa puţului. Făcînd derivata curbelor de distribuţie a încărcării pentru mai multe valori ale încărcării la o

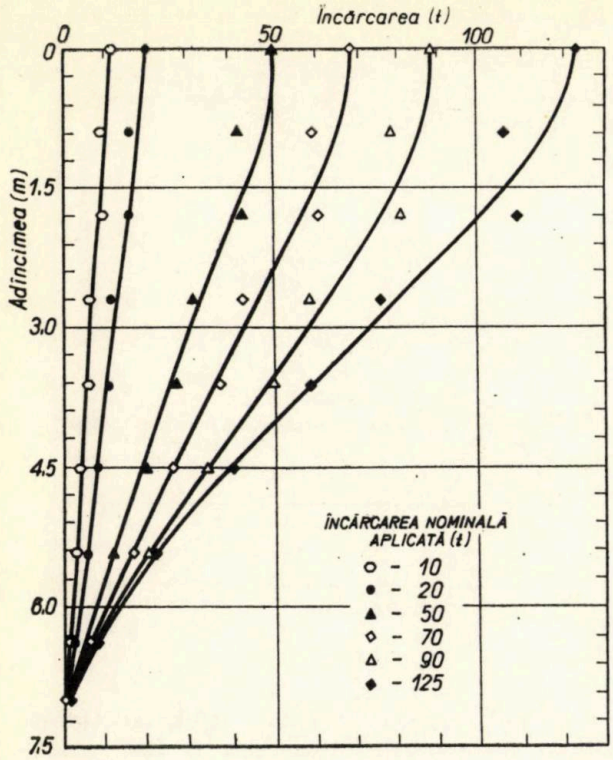


Fig. 15

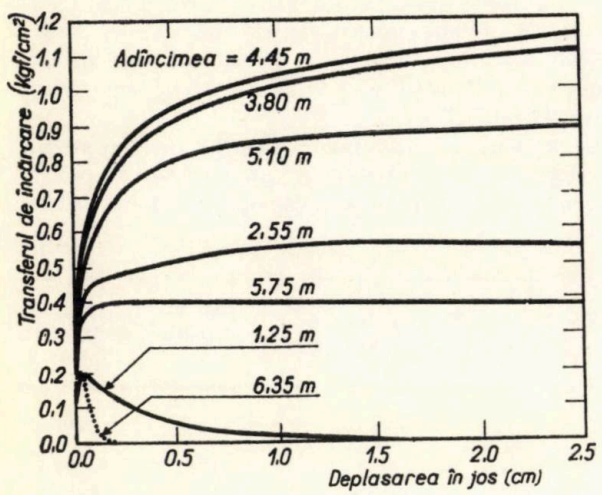


Fig. 16

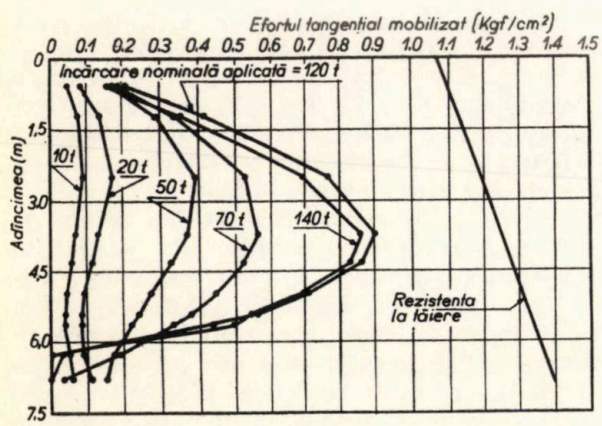


Fig. 17

anumită adîncime, s-au obținut valorile efortului tangențial corespunzătoare diferitelor deplasări pe verticală ale puțului. Mărimea deplasării verticale $w_{\bar{z}}$, la adîncimea $\bar{z}$, s-a determinat cu relația :

$$w_{\bar{z}} = w - \int_{z=0}^{z=\bar{z}} \frac{P(z)\,dz}{A \cdot E}$$

unde w = deplasarea capului puțului
$P(z)$ — funcția care exprimă variația în adîncime a încărcării axiale ;
A — secțiunea transversală a puțului ;
E — modulul de elasticitate al betonului.

În fig. 16 este dat un set de curbe de transfer obținute pentru puțul nr. 1. Ele pun în evidență, ca și curbele de distribuție din fig. 15, faptul că transferul de încărcare a fost mai intens între cotele 3,60...4,50 m, zonă în care efortul tangențial a atins un maxim de 0,9 kgf/cm². După poziția punctului de maxim din curbele de transfer se poate observa că ruperea de-a lungul suprafeței laterale avansează de la bază și suprafață (rupere la deplasările cele mai mici) către mijlocul corpului puțului (rupere la deplasările cele mai mari).

Variația efortului tangențial în lungul puțului. Diagramele corespunzătoare diferitelor trepte de încărcare, pentru puțul nr. 1, sînt date în fig. 17. Concomitent este reprezentată și diagrama adoptată pentru variația cu adîncimea a rezistenței la tăiere a pămîntului.

Variația coeficientului de reducere α în lungul puțului. Coeficientul de reducere α este, după cum s-a arătat, raportul între efortul tangențial măsurat la fața de contact beton-perete la o adîncime dată și rezistența la tăiere a pămîntului la aceeași adîncime. În fig. 18 sînt date diagramele de variație cu adîncimea ale lui α pentru diferite trepte de încărcare. Se observă că transferul de încărcare maxim s-a produs sub încărcarea aplicată de 120 tone (în cazul puțului nr. 1).

Curbe de încărcare-tasare pentru bază și pentru suprafața laterală. Pe lîngă curbe obișnuite de încărcare-tasare, de felul celor din fig. 14, se pot construi și curbe în care tasarea este corelată cu fiecare din cele două componente ale încărcării : cea care se transmite prin frecare pe suprafața laterală și cea care ajunge la bază. Încărcarea la bază s-a obținut din curbele de distribuție a încărcării, iar încărcarea pe fața laterală scăzînd din încărcarea totală încărcarea la bază. Curbele corespunzătoare puțului nr. 1 sînt date în fig. 19. Se poate constata că, la primele trepte, aproape întreaga încărcare este preluată de suprafața laterală. Se remarcă, de asemenea, caracterul cvasiliniar al curbelor pînă la cca 1/2 din încărcarea maximă. Curbele scot totodată în evidență că, pentru a se mobiliza în întregime rezistența pămîntului în lungul suprafeței laterale, a

fost necesară o tasare de cca 0,5 cm, în timp ce, pentru a se mobiliza rezistența terenului de la bază, a fost necesară o tasare de 5 ori mai mare, de peste 2,5 cm.

Prezintă interes examinarea curbelor similare construite pentru puțul nr. 2, cu baza lărgită (fig. 20). Diferența dintre valorile tasărilor necesare pentru mobilizarea celor două componente ale rezistenței puțului este în

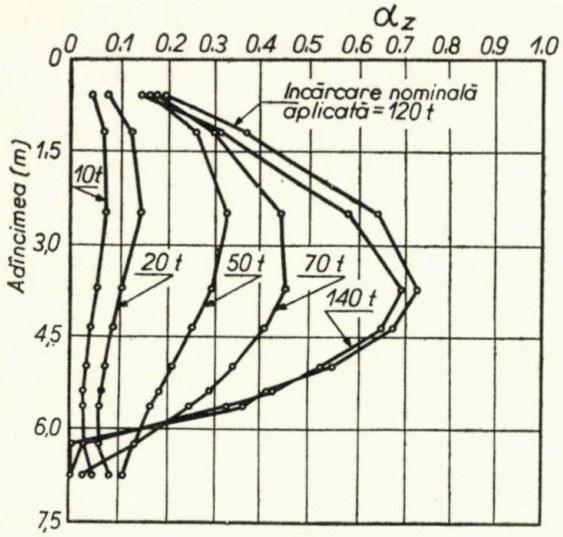


Fig. 18

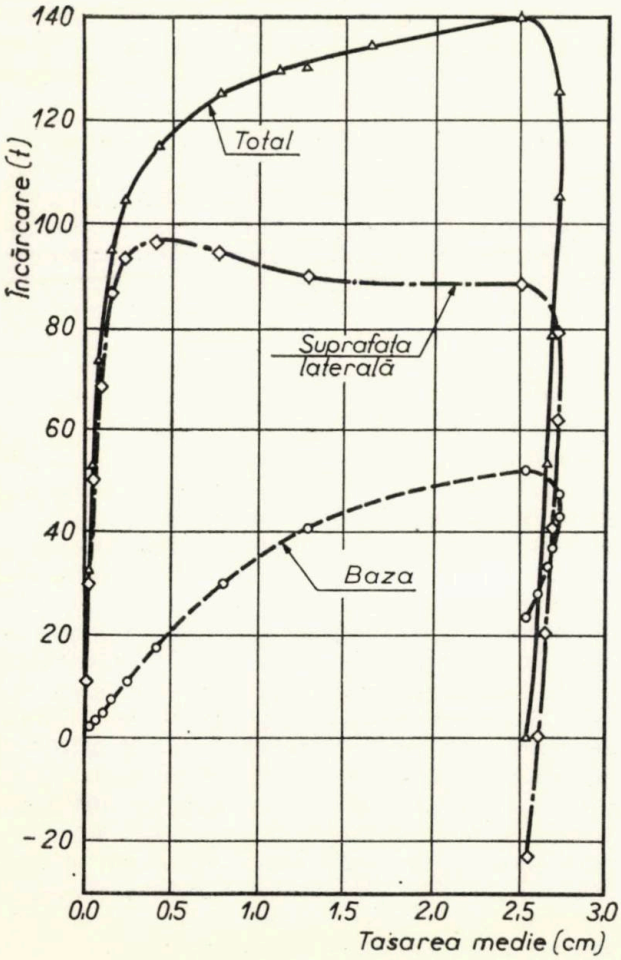


Fig. 19

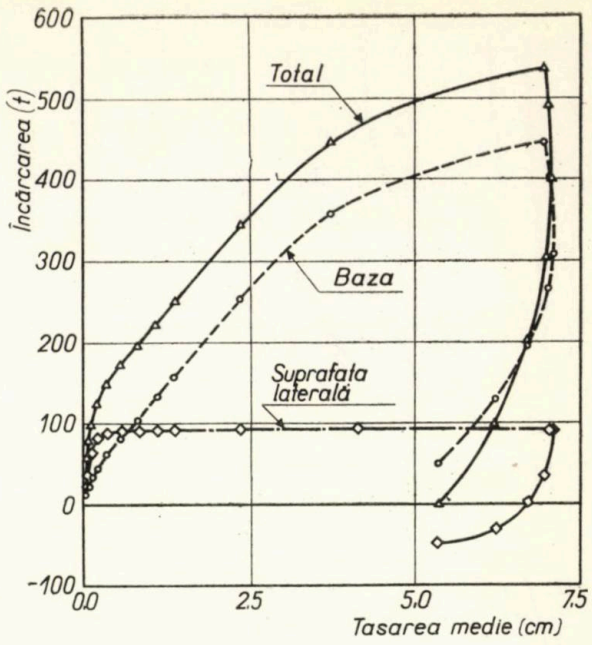


Fig. 20

acest caz și mai accentuată. Astfel, reacțiunea maximă pe suprafața laterală a fost atinsă practic la o deplasare de 0,4 cm, în timp ce, pentru mobilizarea în întregime a rezistenței bazei, a fost necesară o deplasare de peste 7 cm.

Sinteză a valorilor obținute în cursul încercărilor pentru principalii parametri de calcul: coeficientul de reducere α și factorul de capacitate portantă N_c.

În tabela 1 sînt date valorile coeficientului de reducere a rezistenței la tăiere α pentru încercările efectuate asupra celor patru puțuri.

Tabela 1

Puțul nr.	Înc. max. transfer. supr. lat. (t)	Înc. finală transfer. supr. later. (t)	α_{med} pt.curba de transfer maxim	α_{med} pt.curba de transfer finală
1	96,7	88,0	0,44	0,40
2	91,6	90,4	0,53	0,52
3	120,9	63,7	0,54	0,29
4	194,0	179,0	0,38	0,45

Valorile medii ale lui α par a fi în bună concordanță cu datele din literatură pentru diferite tipuri de piloți prefabricați, sintetizate de Tomlinson [3]. În fig. 21 sînt reproduse datele după Tomlinson. Pe cele două diagrame sînt figurate cu triunghiuri și punctele corespunzînd celor patru puțuri forate.

În tabela 2 sînt date valorile factorului de capacitate portantă N_c, calculate din încărcarea limită la baza puțului în două ipoteze referitoare la valoarea coeziunii pămîntului: ca valoare medie extinsă pe o adîncime egală cu un diametru sub baza puțului, sau pe o adîncime egală cu două diametre. Valori ale lui N_c mai apropiate de 9, valoarea uzual acceptată în calcule, s-au obținut în cea de-a doua ipoteză.

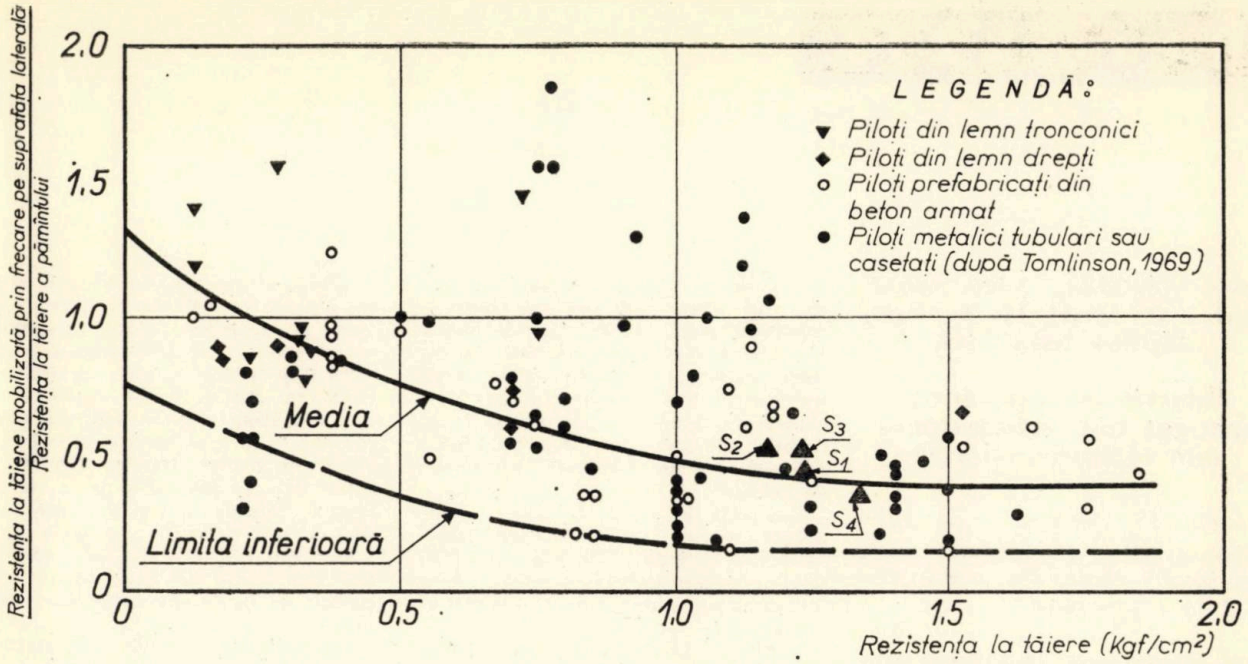


Fig. 21

Tabela 2.

Puțul nr.	Încărc. lim. la bază (t)	Presiunea lim. pe bază $(p_v)_{lim}$ (tf/m²)	Rez. tăi. pe adînc. de 1 d sub baza puțului, c_1 (tf/m²)	$N_{c_1} = \frac{(p_v)_{lim}}{c_1}$	Rez. tăi. pe adînc. de 2 d sub baza puțului c_2 (tf/m²)	$N_{c_2} = \frac{(p_v)_{lim}}{c_2}$
1	52,0	110	11,7	9,6	11,7	9,6
2	446,6	98	6,8	14,4	11,0	8,9
3	47,6	95	11,5	8,7	11,5	8,7
4	142	286	21,5	12,6	21,5	12,6

4. CONCLUZII

Încercările la scară naturală descrise succint în acest articol au arătat că, sub încărcări de scurtă durată, puțurile forate, executate în argile supraconsolidate, pot prelua sarcini importante prin frecarea pe suprafața laterală. Valorile măsurate ale coeficientului de reducere α au fost apropiate de cele găsite de alți cercetători în condiții de teren similare.

Rezultatele încercărilor atrag atenția asupra necesității de a lua în considerare la proiectare nu numai mărimea încărcării totale limită, ci și pe cea a deformației necesare pentru atingerea acestei încărcări. Astfel, încercările asupra puțului cu bază lărgită au arătat că deplasările necesare pentru mobilizarea unui anumit procent din capacitatea portantă a bazei unui puț de acest fel, corespunzător unei sarcini admisibile, pot fi mai mari decît cele pentru care se produce ruperea pămîntului de-a lungul suprafeței laterale, ceea ce, în timp, poate duce la o importantă diminuare a rezistenței pe suprafața laterală.

În condițiile unei execuții corecte, rezistența pe suprafața laterală a puțurilor executate sub noroi bentonitic poate fi practic egală cu cea a puțurilor forate în uscat. Deficiențele de execuție care rezultă în formarea de pungi de noroi închise între beton și peretele găurii forate pot reduce însă rezistența pe suprafața laterală. Este indicată utilizarea forajului umed numai în acele porțiuni în care acest lucru se dovedește strict necesar. Pînă la obținerea unor date complete asupra influenței noroiului bentonitic asupra rezistenței pe suprafața laterală, un coeficient mediu de reducere $\alpha_{med} = 1/3$ apare a fi indicat (față de $\alpha_{med} = 1/2$ valoare acceptată în condițiile unui foraj uscat).

În ceea ce privește capacitatea portantă a pămîntului de sub baza pilotului, încercările au confirmat valoarea factorului de capacitate portantă egal cu 9, cu condiția ca în calcule să se utilizeze rezistența la tăiere a pămîntului, în condiții nedrenate, stabilită pe o adîncime egală cu de două ori diametrul bazei.

BIBLIOGRAFIE

[1] Reese L. C., O'Neill W. M., Manoliu I. : *Aspecte caracteristice ale execuției și calculului piloților forați de diametru mare*, Construcții nr. 3, 1972.

[2] Barker W. R., Reese L.C. : *Instrumentation for Measurement of Axial Load in Drilled Shafts*, Research Report 89—6, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Texas, 1969.

[3] Tomlinson M. J. : *Foundation Design and Construction*, Second Edition, Willey—Interscience, New York, 1969.

RECENZII

Roman Cieselski, Adam Mitzel, Wieslaw Stachurski, Jan Suwalski, Zdzislaw Zmudzinski

BEHÄLTER—BUNKER—SILOS SCHORNSTEINE—FERNSEHTÜRME UND FREILEITUNGSMASTE

Rezervoare — Buncăre — Silozuri — Coşuri de fum — Turnuri de televiziune şi suporţi pentru linii electrice aeriene

Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, 1970 688 pag., 622 fig. (Traducere după originalul în limba polonă, publicat la Varşovia, Ed. Arkady, 1966)

Cartea este elaborată de un colectiv de autori coordonat de prof. dr. ing. *Adam Mitzel* de la Politehnica din Wroclaw, cunoscut specialist în domeniul construcţiilor de rezervoare şi silozuri din beton armat, membru în comitetul recent constituit al I.A.S.S. pentru problemele construcţiilor tubulare (rezervoare, conducte, silozuri). Obiectul lucrării îl constituie construcţiile speciale de tipurile enumerate în titlu, şi anume numai cele din beton armat (ceea ce nu se reflectă şi în titlul traducerii în limba germană). Originalul în limba polonă reprezintă volumul XIII dintr-o serie cu caracter mai general despre construcţiile din beton armat.

Primul capitol, consacrat rezervoarelor, începe cu rezervoarele la sol, şi anume cu cele de formă dreptunghiulară (calcul static, alcătuire constructivă şi armare, sisteme constructive din elemente prefabricate). Din partea privitoare la calcul sînt de remarcat în special tabelele date pentru calculul momentelor în plăci plane şi în sisteme de plăci plane, prezentate într-o formă mai completă şi mai sistematizată decît în alte lucrări similare. Urmează rezervoarele la sol de formă cilindrică (calcul static, alcătuire şi armare, procedee de precomprimare, exemple de construcţii executate, indici tehnico-economici). Pentru calculul structurilor formate din mai multe elemente de rotaţie cu continuitate, se utilizează încă vechea rezolvare prin metoda eforturilor, după *Pasternak*, nefiind incluse şi procedeele iterative moderne bazate pe metoda deplasărilor, după *Hampe* şi *Márkus*, care sînt în general preferate astăzi. Este de remarcat claritatea şi modul sistematizat de prezentare a metodelor de precomprimare a pereţilor cilindrici.

Tot în primul capitol sînt tratate şi castelele de apă, dîndu-se numeroase şi variate exemple de realizări din diferite ţări, axate mai mult pe tipuri cu capacităţi mari, cu caracter de unicat. Nu se intră însă într-o clasificare şi discuţie calitativă comparativă a soluţiilor constructive curente, în funcţie de capacitate, de înălţime şi de alte caracteristici ale castelelor de apă. Lipsesc de asemenea în totalitate problemele de calcul.

Capitolul I, care, de altfel, ocupă aproape o jumătate din întreaga lucrare, se încheie cu problemele asigurării etanşeităţii şi protecţiei anticorosive a rezervoarelor şi cu un paragraf rezervat încercărilor pe modele.

Capitolele II şi III se referă la buncăre şi silozuri. Capitolul III, referitor la silozurile înalte, cuprinde : determinarea presiunilor pe pereţii celulelor, calculul şi alcătuirea celulelor dreptunghiulare şi rotunde (abordîndu-se în cadrul acestora din urmă şi unele aspecte ale calculului celulelor stelare), alcătuirea planşeului de fund şi a fundaţiilor, prefabricarea şi precomprimarea celulelor de siloz, exemple de realizări.

Capitolul IV este consacrat coşurilor de fum industriale. După o parte introductivă în care se prezintă unele probleme tehnologice-funcţionale ale coşurilor de fum (tiraj, dimensionarea înălţimii, goluri de acces, scări, platforme etc.), se trece la calculul coşurilor la forţe verticale şi orizontale (vînt, cutremur) şi la solicitările din diferenţa de temperatură între feţe. Se foloseşte pentru dimensionare metoda rezistenţelor admisibile, dîndu-se tabelele de calcul al secţiunilor de beton armat inelare supuse la compresiune excentrică, cunoscute din literatura germană. Este de subliniat dezvoltarea dată calculului dinamic al coşurilor înalte la acţiunea vîntului şi a forţelor seismice, precum şi calculului de ordinul II ţinînd seama de deformaţiile terenului de fundaţie sub acţiunea forţelor orizontale.

În continuare se tratează : alcătuirea constructivă şi armarea pereţilor, considerîndu-se cazul coşurilor monolite, problemele speciale de calcul şi alcătuire a zonelor slăbite prin goluri, alcătuirea fundaţiilor, execuţia suprastructurii în cofraj glisant cu conicitate, exemple de realizări din R. P. Polonă şi din alte ţări. Se dă şi un exemplu numeric complet de calcul static şi dimensionare pentru un coş.

Ultimele două capitole, privitoare la turnurile de televiziune şi la suporţii L.E.A., sînt mai puţin dezvoltate, cuprinzînd prezentări cu caracter informativ, cu exemple de lucrări executate din diverse ţări.

În ansamblul ei, cartea reprezintă o operă valoroasă, deosebit de utilă pentru practicienii proiectanţi, cu numeroase date cifrice, recomandări şi detalii pentru alcătuirea constructivă şi pentru armare, prezentate cu claritate, precum şi exemple, alese cu îngrijire, de construcţii caracteristice executate. Dacă şi în această lucrare, ca şi în multe altele, nu găsim de loc amintite realizări din România, o explicaţie trebuie căutată şi în insuficienta preocupare a literaturii noastre tehnice (tratate, reviste de specialitate) de a informa asupra acestor realizări, care astfel, deşi nu sînt cu nimic mai puţin interesante decît cele din alte ţări, rămîn de cele mai multe ori necunoscute publicaţiilor de largă circulaţie din străinătate.

Din punctul de vedere al problemelor de calcul static se resimte în oarecare măsură o lipsă de unitate şi de echilibru între capitolele care alcătuiesc lucrarea. Unele probleme de bază, comune diferitelor tipuri de construcţii tratate, sînt expuse în cadrul unui capitol referitor la un singur tip de construcţie şi, în consecinţă, în mod inevitabil nu acoperă în aceeaşi măsură şi specificul celorlalte tipuri. De pildă, calculul structurilor radial simetrice (de rotaţie) formate din mai multe plăci plane şi curbe, care intervine atît la rezervoarele cilindrice la sol, cît şi la castelele de apă, la silozurile cu celule rotunde, la coşurile de fum şi la turnuri, este expus în cadrul capitolului privitor la rezervoarele la sol, astfel că rămîn neabordate aspectele specifice celorlalte categorii de construcţii tubulare enumerate. De asemenea, calculul grinzilor-pereţi este expus în cadrul capitolului asupra rezervoarelor dreptunghiulare, deşi domeniul lui de aplicaţie se extinde şi la silozuri, la coşuri de fum (calculul grinzilor peste golurile canalelor de fum) etc. Se mai poate cita, pe aceeaşi linie, şi calculul fundaţiilor construcţiilor tubulare înalte, care prezintă aspecte comune la turnuri, coşuri de fum şi castele de apă. Ar fi fost deosebit de interesant ca asemenea probleme să fie tratate în mod unitar, eventual într-un capitol separat.

Trecînd însă peste această observaţie, lucrarea este oricum de recomandat pentru inginerii noştri proiectanţi, iar cel puţin unele capitole, cum ar fi cel privitor la coşurile de fum, ar fi util să fie traduse şi în limba română.

Conf. ing. **Radu Agent**

Tabele pentru calculul rapid al secţiunilor de beton armat supuse la încovoiere prin metoda la rupere şi prin metoda la stări limită

Ing. GABRIEL ADRIAN ŞERB
M.F.A.

1. INTRODUCERE

Creşterea importantă, de la an la an, a volumului de construcţii, în condiţiile menţinerii personalului de proiectare la acelaşi nivel, impune, pe lîngă alte măsuri, perfecţionarea continuă a procedeelor de calcul, atît pentru determinarea eforturilor la diferite structuri, cît şi pentru dimensionarea acestora.

În practica de proiectare, chiar şi în condiţiile folosirii tot mai largi a proiectelor tip şi a prefabricatelor, solicitarea la încovoiere se caracterizează prin frecvenţa cea mai mare. De aceea, deşi utilizarea tabelelor obişnuite ([1], [4], [5], [8], [9], [10], [11], [13], [14], [16], [17], [18], [20], [21]) constituie o cale simplă, orice încercare care reduce volumul de operaţii este binevenită. Pe această linie s-au înscris şi lucrările [2], [3] şi [11].

Deoarece relaţia fundamentală de calcul este de acelaşi, tip, avînd diferiţi numai termenii cM şi M care intervin, orice procedeu de calcul elaborat pentru una din metodele de calcul cuprinsă în normativul P 58—70 sau STAS 8000—67 poate fi aplicat ca principiu şi pentru cealaltă.

Lucrarea de faţă cuprinde tabele ajutătoare pentru calculul elementelor din beton armat încovoiate — plăci şi grinzi — realizate din beton B 200 (R_i=100 kg/cm²) şi oţel cu R_a=2 900 kg/cm², conform normativului P 58—70 sau STAS 8000—67. Pentru cazul utilizării altor mărci de beton sau tipuri de oţel, în scopul reducerii numărului de tabele necesare, s-au dat coeficienţi de echivalenţă, care permit trecerea de la situaţia de bază la situaţia reală. Din analiza tabelelor 1 şi 2 rezultă că, în timp ce marca betonului nu are decît o influenţă mică asupra capacităţii portante a elementului solicitat la încovoiere, schimbarea mărcii oţelului exercită o foarte mare influenţă (lucrarea [8] pag. 125—126 şi [7] pag. 170—171).

S-a urmărit să se reducă numărul de operaţii simple care trebuie efectuate cu rigla de calcul, să se ofere o libertate mai mare la dimensionarea secţiunilor privind alegerea dimensiunilor care respectă procentul de armare recomandat * şi să se elimine în totalitate predimensionările şi încercările repetate.

2. MODUL DE INTOCMIRE A TABELELOR

Utilizînd notaţiile standardizate, formulele de calcul sînt:

$cM = bxR_i\ (h_0 - 0{,}5x)$ (1) după normativul P 58—70,

$M \leqslant bxR_i\ (h_0 - 0{,}5x)$ (2) conform STAS 8000—67, şi

$x = A_aR_a/bR_i = \mu R_a h_0/100\ R_i$ (3) pentru ambele cazuri.

În continuare vom lucra cu relaţia (2), păstrînd numai semnul egalităţii, cele ce se vor stabili fiind valabile şi în primul caz, prin înlocuirea lui M cu cM.

* *În lucrările [15] şi [12] se recomandă utilizarea procentelor de armare medii: 0,5 — 0,6% la plăci şi 0,6 — 1,2% la grinzi ceea ce corespunde cu una din recomandările pentru regiuni seismice şi constituie o cale de realizare a uneia din sarcinile importante privind reducerea consumului de metal.*

2.1. Determinarea lui $M_{cap.}$ pentru R_i = 100 kg/cm² şi R_a = 2900 kg/cm².

Pentru anumite secţiuni şi diferite procente de armare μ_1, cu ajutorul relaţiei (3) se determină x, după care din (2) se determină $M_{cap.}$ (tabelele 3, 4 şi 5).

Momentul maxim care poate fi preluat de o secţiune nu depinde decît de marca betonului şi a fost însemnată această limită, pentru fiecare tip de marcă, prin linii întărite.

$M_{max.} = 0{,}4\ bh_0^2R_i$ (4), pentru:

$\mu_{max.} = 55\ R_i/R_a$ (5), la:

$x = 0{,}55\ h_0$ (6)

2.2. Echivalenţa între două secţiuni avînd acelaşi R_i.

Dacă două secţiuni de aceleaşi dimensiuni, din mărci diferite de beton R_{i1} şi R_{i2}, armate cu tipuri de oţel avînd rezistenţe de calcul diferite R_{a1} şi R_{a2}, avînd procentele de armare μ_1 şi μ_2, au acelaşi moment capabil (sînt echivalente în sensul folosit în articol), se poate scrie, după înlocuirea lui x din (3) în (2):

$$\mu_1R_{a1}\,(1 - \mu_1R_{a1}/200\ R_{i1}) = \mu_2R_{a2}(1 - \mu_2R_{a2}/200\ R_{i2}). \quad (7)$$

Dacă $R_{i1} = R_{i2}$ şi $R_{a1} = 2900$ kg/cm², se vede că este suficient ca: $c_a = \mu_2/\mu_1 = 2900/R_{a2}$ (8)

Relaţia (8) a servit la calcularea tabelului 2.

2.3. Echivalenţa între două secţiuni avînd acelaşi R_a.

După o serie de transformări în (7) se poate ajunge la:

$$\left(\frac{\mu_2}{\mu_1}\right)^2 - \frac{200\,R_{i2}}{\mu_1R_{a2}}\left(\frac{\mu_2}{\mu_1}\right) + 200\,\frac{R_{i2}\,R_{a1}}{\mu_1R_{a2}^2}\left(1 - 0{,}5\,\mu_1\,\frac{R_{a1}}{R_{a2}}\right) = 0, \quad (9)$$

de unde:

$$\frac{\mu_2}{\mu_1} = \frac{100\,R_{i2}}{\mu_1\,R_{a2}}\left[1 \pm \sqrt{1 - \frac{\mu_1\,R_{a1}}{50R_{i2}}\left(1 - 0{,}5\,\frac{\mu_1R_{a1}}{100R_{i1}}\right)}\right]. \quad (10)$$

Considerînd ca variabilă μ_1, atunci:

$$M = bh_0^2\,\frac{\mu_1R_{a1}}{100}\left(1 - 0{,}5\,\frac{\mu_1}{100}\cdot\frac{R_{a1}}{R_{i1}}\right) \quad (11)$$

are o variaţie parabolică, se anulează pentru: $\mu_1 = 0$ şi $\mu_1 = 200\,\frac{R_{i1}}{R_{a1}}$, iar pentru $\mu_1 = 100\,\frac{R_{i1}}{R_{a1}}$, se obţine:

M_{max} posibil $= 0{,}5\ bh_0^2R_{i1} > 0{,}4\ bh_0^2R_{i1} = M_{max}$ admisibil, din relaţia (4).

Tabelul 1

Coeficienţi de echivalenţă c_b şi procentele de armare corespunzătoare μ_2 pentru oţel cu R_a = 2900 kg/cm².

μ_1 %	B 100 c_b / μ_2	B 150 c_b / μ_2	B 200 c_b / μ_2	B 250 c_b / μ_2	B 300 c_b / μ_2
	1,013	1,004	1,000	0,998	0,995
0,10	0,101	0,100	0,100	0,099	0,099
	1,027	1,008	1,000	0,995	0,989
0,20	0,205	0,202	0,200	0,199	0,197
	1,034	1,010	1,000	0,994	0,985
0,25	0,258	0,253	0,250	0,248	0,246
	1,042	1,012	1,000	0,992	0,983
0,30	0,312	0,303	0,300	0,297	0,294
	1,051	1,015	1,000	0,991	0,980
0,35	0,368	0,355	0,350	0,346	0,343
	1,061	1,017	1,000	0,989	0,977
0,40	0,424	0,406	0,400	0,395	0,391
	1,071	1,019	1,000	0,988	0,973
,045	0,481	0,458	0,450	0,444	0,437
	1,081	1,022	1,000	0,986	0,970
0,50	0,540	0,511	0,500	0,493	0,485
	1,094	1,025	1,000	0,985	0,967
0,55	0,617	0,563	0,550	0,541	0,531
	1,107	1,028	1,000	0,983	0,963
0,60	0,664	0,617	0,600	0,589	0,577
	1,121	1,031	1,000	0,981	0,960
0,65	0,728	0,670	0,650	0,637	0,624
	1,137	1,034	1,000	0,980	0,957
0,70	0,795	0,723	0,700	0,686	0,669
	1,155	1,038	1,000	0,977	0,953
0,75	0,866	0,779	0,750	0,732	0,714
	1,175	1,041	1,000	0,976	0,949
0,80	0,940	0,832	0,800	0,780	0,759
	1,199	1,045	1,000	0,974	0,946
0,85	1,019	0,888	0,850	0,827	0,804
	1,226	1,049	1,000	0,972	0,942
0,90	1,103	0,944	0,900	0,874	0,847
	—	1,053	1,000	0,970	0,938
0,95	—	1,000	0,950	0,921	0,891
	—	1,058	1,000	0,968	0,934
1,00	—	1,058	1,000	0,968	0,934
	—	1,068	1,000	0,964	0,926
1,10	—	1,175	1,100	1,060	1,018
	—	1,079	1,000	0,959	0,918
1,20	—	1,294	1,200	1,150	1,101
	—	1,093	1,000	0,955	0,909
1,30	—	1,420	1,300	1,241	1,181
	—	1,109	1,000	0,950	0,900
1,40	—	1,552	1,400	1,330	1,260
	—	—	1,000	0,944	0,890
1,50	—	—	1,500	1,416	1,335
	—	—	1,000	0,938	0,880
1,60	—	—	1,600	1,501	1,408
	—	—	1,000	0,932	0,870
1,70	—	—	1,700	1,584	1,497
	—	—	1,000	0,929	0,863
1,80	—	—	1,800	1,672	1,553
	—	—	1,000	0,918	0,848
1,90	—	—	1,900	1,744	1,611
	—	—	1,000	0,910	0,837
2,00	—	—	2,000	1,820	1,774
μmax.	1,045	1,520	1,900	2,280	3,030

Variaţia fiind parabolică, o anumită valoare a lui M se poate obţine pentru două valori distincte μ_1, dar dintre acestea numai cea mai mică este posibilă, dacă este sub valoarea μ_{1max} dat de (5).

Pentru $R_{i1} = 100$ kg/cm² şi $R_{a1} = R_{a2} = 2900$ kg/cm², reţinînd numai rădăcina cea mai mică, (10) devine :

$$c_b = \frac{\mu_2}{\mu_1} = \frac{R_{i2}}{29\,\mu_1}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{58\,\mu_1}{R_{i2}}(1 - 0{,}145\mu_1)}\right]. \quad (12)$$

Cu ajutorul relaţiei (12) se pot calcula, la diferite mărci de beton R_{i2}, coeficienţii de echivalenţă c_b şi procentele de armare corespunzătoare μ_2, pentru diferite procente de armare μ_1, din tabelul 1.

2.4. Relaţia de echivalenţă generală.

Pentru notaţiile folosite c_a, c_b şi :

μ = procentul de armare la o secţiune $b \times h$, din beton de marcă R_{i2} şi oţel cu rezistenţa de calcul R_{a2}, avînd momentul capabil M ;

μ_1 = procentul de armare la aceeaşi secţiune, pentru R_a = = 2900 kg/cm², şi R_i = 100 kg/cm², avînd acelaşi moment capabil ;

μ_2 = procentul de armare la aceeaşi secţiune, pentru $R_i = R_{i2}$ şi R_a = 2900 kg/cm², echivalentă cu precedentele.

A_a, A_{a1}, A_{a2} = secţiunile de armătură corespunzătoare la μ, μ_1, μ_2,

se pot scrie relaţiile :

$A_{a2} = A_{a1}c_b$ (13) — tabelul 1 ;

$A_a = A_{a2}\,c_a$ (14) — tabelul 2 ; deci :

$A_a = A_{a1}c_a c_b$ (15) şi relaţiile similare obţinute prin înlocuirea lui A_a cu μ corespunzător, dintre care scriem numai

$$\mu_2 = \frac{\mu}{c_a} \quad (14')$$

Calculele s-au efectuat cu maşina de calcul, lucrînd cu şase zecimale, păstrînd în final, la procentele de armare şi coeficienţii de echivalenţă, numai numărul de cifre semnificative cu care se poate lucra la riglă, iar pentru momente capabile, toată partea întreagă.

3. TABELE PENTRU DIMENSIONARE

Tabelul 1. Conţine coeficienţii de echivalenţă c_b şi procentele de armare μ_2 corespondente lor, pentru secţiuni din betoane de diferite mărci R_i şi armătură cu R_a= 2900 kg/cm², faţă de secţiunile echivalente, cu procentele de armare μ_1 din B 200 (R_i = 100 kg/cm²) şi armătură cu R_a = 2900 kg/cm², pentru calculul conform STAS 8000—67 sau normativ P 58—70.

Tabelul 2. Cuprinde coeficienţi de echivalenţă ai diferitelor tipuri de oţel c_a, faţă de oţelul cu R_a = 2900 kg/cm².

Tabelul 3. Conţine momentele capabile (M—kgm conform STAS 8000—67 sau cM conform normativ P 58—70), pentru un beton cu marca B 200 (R_i= 100 kg/cm²) şi oţel cu R_a = = 2900 kg/cm², la plăci. Înălţimile plăcilor variază de la 6 la 22 cm, deci se cuprind înălţimile pentru plăci obişnuite, înălţimile mai mari care intervin la console, podeste şi rampe de scări, precum şi înălţimile 14, 19, 20, 22 corespunzătoare fişiilor prefabricate (pentru alcătuirea unor tipuri modificate sau pentru dimensionarea zonelor monolit dintre ele care să poată prelua ziduri despărţitoare sau să permită goluri tehnologice prin ele). Procentele de armare μ_1 merg pînă la 1,5 %, acoperind zona procentelor recomandate şi depăşind procentele maxime de armare, pentru B 100 şi B 150.

Tabelul 4. Cuprinde datele similare celor din tabelul 3, pentru grinzi cu b = 15, 20, 25, 30 cm şi înălţimile cele mai

Tabelul 2

Coeficienţi de echivalenţă pentru oţel : $c_a = 2900/R_a$

Marca oţelului	Diametrul (mm)	R_a (kg/cm²)	$2900/R_a$ —	$\approx c_a$
OB 38	—	2 100	1,380952	1,381
STM	d = 6 — 10	2 800	1,035714	1,036
PC 52	—	2 900	1,000000	1,000
STM	d=4,5—5,6	3 200	0,906250	0,9063
PC 60	—	3 400	0,852941	0,8529
STM	d=3—4	3 600	0,805555	0,8055

Tabelul 3

Momente capabile (kgm) şi A_a (cm²) necesare pentru B 200 (R_i = 100) şi oţel cu R_a = 2900, la plăci, pentru b = 100 cm (1)

M_1%	h=5 cm	6cm	7cm	8 cm	9 cm	10 cm	11 cm	12 cm	13 cm	14 cm	15 cm	16 cm	17 cm	18 cm	19 cm	20 cm	22 cm
	35	58	87	121	161	207	243	286	346	412	483	561	644	732	827	927	1140
0,10	0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	2,00
	69	114	170	238	317	407	479	563	681	811	951	1103	1267	1441	1627	1824	2252
0,20	0,70	0,90	1,10	1,30	1,50	1,70	1,80	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	4,00
	86	142	211	295	393	505	594	699	846	1107	1181	1370	1573	1789	2021	2265	2796
0,25	0,88	1,25	1,37	1,62	1,87	2,12	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	5,00
	102	168	252	352	468	601	707	832	1007	1198	1406	1631	1872	2130	2404	2696	3328
0,30	1,05	1,35	1,65	1,95	2,25	2,55	2,70	3,00	3,30	3,60	3,90	4,20	4,50	4,80	5,10	5,40	6,00
	118	195	291	407	542	696	819	963	1165	1387	1627	1887	2167	2465	2783	3120	3852
0,35	1,23	1,57	1,92	2,27	2,62	2,97	3,15	3,50	3,85	4,20	4,55	4,90	5,25	5,60	5,95	6,30	7,00
	134	221	331	462	615	790	929	1093	1323	1574	1847	2142	2459	2798	3159	3541	4372
0,40	1,40	1,80	2,20	2,60	3,00	3,40	3,60	4,00	4,40	4,80	5,20	5,60	6,00	6,40	6,80	7,20	8,00
	149	247	369	515	686	881	1037	1220	1467	1757	2062	2391	2745	3123	3526	3953	4880
0,45	1,57	2,02	2,47	2,92	3,37	3,82	4,05	4,50	4,95	5,40	5,85	6,30	6,75	7,20	7,65	8,10	9,00
	165	272	407	568	757	972	1143	1345	1627	1937	2273	2636	3026	3443	3887	4358	5380
0,50	1,75	2,25	2,75	3,25	3,75	4,25	4,50	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00	8,50	9,00	10,00
	180	297	444	620	826	1061	1248	1468	1776	2114	2481	2913	3303	3758	4243	4756	5872
0,55	1,93	2,47	3,02	3,57	4,12	4,67	4,95	5,50	6,05	6,60	7,15	7,70	8,25	8,80	9,35	9,90	11,00
	195	322	480	671	893	1147	1350	1588	1921	2287	2684	3112	3573	4065	4589	5145	6352
0,60	2,10	2,70	3,30	3,90	4,50	5,10	5,40	6,00	6,60	7,20	7,80	8,40	9,00	9,60	10,20	10,80	12,00
	209	346	516	721	960	1233	1451	1707	2065	2458	2885	3346	3841	4370	4933	5531	6828
0,65	2,28	2,92	3,75	4,22	4,87	5,55	5,85	6,50	7,15	7,80	8,45	9,10	9,75	10,40	11,05	11,70	13,00
	223	369	552	771	1026	1318	1550	1824	2207	2627	3083	3575	4104	4669	5271	5910	7296
0,70	2,45	3,15	3,35	4,55	5,25	5,95	6,30	7,00	7,70	8,40	9,10	9,80	10,50	11,20	11,90	12,60	14,00
	237	392	586	819	1090	1400	1647	1938	2345	2791	3275	3798	4361	4961	5601	6279	7752
0,75	2,63	3,37	4,12	4,87	5,62	6,37	6,75	7,50	8,25	9,00	9,75	10,50	11,25	12,00	12,75	13,50	15,00
	251	415	620	867	1154	1431	1743	2051	2482	2953	3466	4020	4615	5251	5927	6645	8204
0,80	2,80	3,60	4,40	5,20	6,00	6,80	7,20	8,00	8,80	9,60	10,40	11,20	12,00	12,80	13,60	14,40	16,00
	265	438	654	919	1216	1561	1837	2161	2615	3112	3652	4236	4862	5532	6245	7002	8644
0,85	2,98	3,82	4,67	5,52	6,37	7,22	7,65	8,50	9,35	10,20	11,05	11,90	12,75	13,60	14,45	15,30	17,00
																	(2)
	278	459	686	959	1276	1639	1929	2269	2745	3267	3835	4447	5105	5809	6557	7352	9076
0,90	3,15	4,05	4,95	5,85	6,75	7,65	8,10	9,00	9,90	10,80	11,70	12,60	13,50	14,40	15,30	16,20	18,00
	290	481	718	1003	1336	1716	2019	2375	2874	3420	4014	4655	5344	6080	6864	7695	9500
0,95	3,32	4,27	5,22	6,17	7,12	8,07	8,55	9,50	10,45	11,40	12,35	13,30	14,25	15,20	16,15	17,10	19,00
	304	502	750	1047	1394	1791	2107	2479	3000	3570	4190	4859	5578	6346	7164	8032	9916
1,00	3,50	4,50	5,50	6,50	7,50	8,50	9,00	10,00	11,00	12,00	13,00	14,00	15,00	16,00	17,00	18,00	20,00
	328	543	811	1132	1508	1937	2172	2681	3244	3861	4531	5255	6032	6863	7748	8686	10724
1,10	3,85	4,95	6,05	7,15	8,25	9,35	9,90	11,00	12,10	13,20	14,30	15,40	16,50	17,60	18,70	19,80	22,00
	352	582	869	1214	1617	2076	2328	2874	3478	4139	4857	5633	6467	7357	8306	9312	11496
1,20	4,20	5,40	6,60	7,80	9,00	10,20	10,80	12,00	13,20	14,40	15,60	16,80	18,00	19,20	20,40	21,60	24,00
	375	619	925	1292	1721	2210	2478	3059	3701	4405	5170	5996	6883	7831	8841	9911	12236
1,30	4,55	5,85	7,15	8,45	9,75	11,05	11,70	13,00	14,30	15,60	16,90	18,20	19,50	20,80	22,10	23,40	26,00
																	(3)
	396	655	979	1367	1820	2338	2621	3236	3916	4660	5469	6343	7281	8284	9352	10484	12944
1,40	4,90	6,30	7,70	9,10	10,50	11,90	12,60	14,00	15,40	16,80	18,20	19,60	21,00	22,40	23,80	25,20	28,00
	417	689	1003	1438	1915	2459	2757	3404	4119	4902	5753	6672	7659	8714	9838	11028	13616
1,50	5,25	6,75	8,25	9,75	11,25	12,75	13,50	15,00	16,50	18,00	19,50	21,00	22,50	24,00	25,50	27,00	30,00

Observaţii: (1) M, după STAS 8000—67 (cM, după normativul P 58—70) au fost scrise deasupra secţiunilor de armătura A_a
(2) Limita pentru B 100; (3) Limita pentru B 150.

Momente capabile (kgm) şi A_a (cm²) necesare,

M_1 %	$b=12$ $h=15$	$b=12$ $h=20$	$b=12$ $h=25$	$b=12$ $h=30$	$b=15$ $h=25$	$b=15$ $h=30$	$b=15$ $h=35$	$b=15$ $h=40$	$b=15$ $h=45$	$b=20$ $h=30$	$b=20$ $h=35$	$b=20$ $h=40$	$b=20$ $h=45$	$b=20$ $h=50$	$b=20$ $h=55$	$b=20$ $h=60$
0,10	54 0,15	105 0,21	166 0,26	250 0,32	208 0,33	313 0,41	439 0,48	587 0,56	757 0,63	417 0,54	586 0,64	783 0,74	1009 0,84	1263 0,94	1547 1,04	1858 1,14
0,20	105 0,30	207 0,42	327 0,53	493 0,65	409 0,66	616 0,81	865 0,96	1156 1,11	1490 1,26	821 1,08	1153 1,28	1541 1,48	1986 1,68	2487 1,88	3045 2,08	3658 2,28
0,25	131 0,38	257 0,53	406 0,66	611 0,81	507 0,83	764 1,01	1074 1,20	1435 1,39	1850 1,58	1019 1,35	1432 1,60	1914 1,85	2466 2,10	3088 2,35	3780 2,60	4542 2,85
0,30	156 0,45	306 0,63	483 0,79	728 0,97	604 0,99	910 1,22	1277 1,44	1709 1,67	2201 1,89	1213 1,62	1704 1,92	2278 2,22	2935 2,52	3676 2,82	4499 3,12	5406 3,42
0,35	181 0,53	354 0,74	559 0,92	842 1,13	699 1,16	1053 1,42	1479 1,68	1977 1,94	2548 2,21	1404 1,89	1972 2,24	2637 2,59	3397 2,94	4255 3,29	5208 3,64	6257 3,99
0,40	205 0,60	402 0,84	635 1,06	956 1,29	793 1,32	1195 1,62	1679 1,92	2244 2,22	2892 2,52	1593 2,16	2238 2,56	2993 2,96	3856 3,36	4829 3,76	5911 4,16	7102 4,56
0,45	229 0,68	448 0,95	709 1,19	1067 1,46	886 1,49	1334 1,82	1873 2,16	2505 2,50	3228 2,84	1779 2,43	2498 2,88	3340 3,33	4304 3,78	5390 4,23	6598 4,68	7928 5,13
0,50	252 0,75	494 1,05	781 1,32	1176 1,62	976 1,65	1470 2,03	2065 2,40	2761 2,76	3559 3,15	1961 2,70	2755 3,20	3682 3,70	4745 4,20	5942 4,70	7274 5,20	8739 5,70
0,55	275 0,83	539 1,16	852 1,42	1300 1,78	1066 1,82	1605 2,23	2255 2,64	3015 3,05	3884 3,47	2140 2,97	3006 3,52	4019 4,07	5179 4,62	6486 5,17	7939 5,72	9539 6,27
0,60	298 0,90	584 1,26	922 1,58	1389 1,94	1153 1,98	1736 2,43	2439 2,88	3261 3,33	4202 3,78	2315 3,24	3252 3,84	4348 4,44	5602 5,04	7016 5,64	8588 6,24	10319 6,84
0,65	320 0,98	627 1,37	991 1,72	1493 2,11	1239 2,15	1866 2,63	2622 3,12	3505 3,62	4516 4,09	2489 3,51	3496 4,16	4674 4,81	6022 5,46	7542 6,11	9231 6,76	11092 7,41
0,70	342 1,05	671 1,47	1059 1,85	1595 2,27	1324 2,31	1995 2,84	2802 3,36	3746 3,88	4826 4,41	2659 3,78	3736 4,48	4994 5,18	6435 5,88	8058 6,58	9864 7,28	11852 7,98
0,75	363 1,13	712 1,57	1126 1,98	1695 2,43	1407 2,48	2119 3,04	2977 3,60	3980 4,16	5128 4,73	2826 4,05	3969 4,80	5306 5,55	6837 6,30	8562 7,05	10481 7,80	12593 8,55
0,80	385 1,20	754 1,68	1191 2,11	1794 2,59	1489 2,64	2243 3,24	3150 3,84	4216 4,44	5427 5,04	2990 4,32	4200 5,12	5616 5,92	7235 6,72	9061 7,52	11092 8,32	13327 9,12
0,85	405 1,28	794 1,78	1255 2,24	1890 2,75	1567 2,81	2363 3,44	3319 4,08	4438 4,72	5718 5,36	3151 4,59	4426 5,44	5917 6,29	7624 7,14	9547 7,99	11687 8,84	14042 9,69
0,90	425 1,35	834 1,89	1318 2,38	1985 2,92	1647 2,97	2481 3,65	3485 4,32	4659 5,00	6004 5,67	3308 4,86	4647 5,76	6213 6,66	8005 7,56	10024 8,46	12271 9,36	14744 10,26
0,95	445 1,43	873 1,99	1379 2,51	2078 3,08	1724 3,14	2597 3,85	3648 4,56	4877 5,27	6284 5,98	3463 5,13	4864 6,08	6502 7,03	8379 7,98	10493 8,93	12844 9,88	15433 10,83
1,00	465 1,50	911 2,10	1440 2,64	2169 3,24	1800 3,30	2711 4,05	3808 4,80	5091 5,55	6559 6,30	3614 5,40	5077 6,40	6788 7,40	8746 8,40	10952 9,40	13406 10,40	16108 11,40
1,10	503 1,65	985 2,31	1557 2,90	2345 3,56	1946 3,63	2932 4,46	4118 5,28	5505 6,11	7094 6,93	3909 5,94	5491 7,04	7341 8,14	9459 9,24	11845 10,34	14499 11,44	17421 12,54
1,20	539 1,80	1056 2,52	1669 3,17	2514 3,89	2087 3,96	3143 4,86	4414 5,76	5902 6,66	7605 7,56	4190 6,48	5886 7,68	7869 8,88	10139 10,08	12697 11,28	15543 12,48	18675 13,68
1,30	574 1,95	1124 2,73	1777 3,43	2676 4,21	2221 4,29	3345 5,27	4699 6,24	6282 7,22	8094 8,19	4460 7,02	6265 8,32	8376 9,62	10792 10,92	13515 12,22	16543 13,52	19877 14,82
1,40	607 2,10	1189 2,94	1879 3,70	2831 4,54	2349 4,62	3539 5,67	4971 6,72	6645 7,77	8562 8,82	4718 7,56	6627 8,96	8860 10,36	11417 11,76	14297 13,16	17500 14,56	21027 15,96
1,50	638 2,25	1251 3,15	1977 3,96	2978 4,86	2471 4,95	3722 6,07	5229 7,20	6990 8,33	9007 9,45	4963 8,10	6971 9,60	9320 11,10	12009 12,60	15039 14,10	18409 15,60	22119 17,10
1,60	668 2,40	1310 3,36	2070 4,22	3118 5,18	2588 5,28	3897 6,48	5474 7,68	7319 8,88	9430 10,18	5196 8,64	7299 10,24	9758 11,84	12575 13,44	15746 15,04	19274 16,64	23159 18,24
1,70	697 2,55	1365 3,57	2158 4,49	3250 5,51	2698 5,61	4062 6,86	5706 8,16	7629 9,44	9830 10,71	5416 9,18	7608 10,88	10172 12,58	13106 14,28	16413 15,98	20091 17,68	24140 19,38
1,80	723 2,70	1418 3,78	2240 4,75	3375 5,83	2802 5,94	4219 7,29	5926 8,64	7922 9,99	10208 11,34	5625 9,72	7901 11,52	10563 13,32	13611 15,12	17045 16,92	20864 18,72	25069 20,52
1,90	749 2,85	1467 3,99	2319 5,02	3492 6,16	2899 6,27	4365 7,70	6131 9,12	8197 10,55	10563 11,97	5820 10,26	8158 12,16	10930 14,06	14089 15,06	17637 17,86	21589 19,76	25940 21,66
2,00	772 3,00	1513 4,20	2392 5,28	3602 6,48	2990 6,60	4503 8,10	6325 9,60	8456 11,10	10896 12,60	6004 10,80	8434 12,80	11275 14,80	14528 16,80	18193 18,80	22270 20,80	26759 22,80

Observaţii: (1) M, după STAS 8000–67 (cM, după normativul P 58–70) au fost scrise deasupra secţiunilor de

pentru B 200(R_i = 100) şi R_a = 2900 la grinzi (1)

$b=25$ $h=35$	$b=25$ $h=40$	$b=25$ $h=45$	$b=25$ $h=50$	$b=25$ $h=55$	$b=25$ $h=60$	$b=25$ $h=65$	$b=25$ $h=70$	$b=30$ $h=40$	$b=30$ $h=45$	$b=30$ $h=50$	$b=30$ $h=55$	$b=30$ $h=60$	$b=30$ $h=65$	$b=30$ $h=70$	$b=30$ $h=75$	
732 0,80	979 0,93	1261 1,05	1579 1,18	1933 1,30	2323 1,42	2784 1,55	3210 1,68	1174 1,11	1514 1,26	1895 1,41	2320 1,56	2787 1,71	3298 1,86	3852 2,01	4448 2,16	
1441 1,60	1927 1,85	2432 2,10	3109 2,35	3806 2,60	4573 2,85	5410 3,10	6318 3,35	2312 2,22	2979 2,52	3731 2,82	4576 3,12	5486 3,42	6493 3,72	7582 4,02	8756 4,32	
1789 2,00	2392 2,31	3082 2,63	3860 2,94	4725 3,25	5678 3,56	6711 3,88	7844 4,19	2871 2,78	3699 3,15	4632 3,53	5670 3,90	6811 4,28	8061 4,65	9413 5,02	10871 5,40	
2130 2,40	2847 2,76	3669 3,15	4595 3,53	5624 3,90	6758 4,28	7996 4,65	9337 5,03	3417 3,33	4403 3,78	5514 4,23	6794 4,68	8107 5,13	9595 5,58	11205 6,03	12939 6,48	
2465 2,80	3295 3,24	4246 3,68	5318 4,11	6510 4,55	7822 4,99	9254 5,43	10807 5,86	3955 3,89	5096 4,41	6382 4,94	7812 5,46	9383 5,99	11105 6,51	12969 7,03	14977 7,56	
2798 3,20	3741 3,70	4320 4,20	6036 4,70	7389 5,20	8878 5,70	10504 6,20	12266 6,70	4489 4,44	5784 5,04	7243 5,64	8866 6,24	10650 6,84	12604 7,44	14719 8,04	16998 8,64	
3123 3,60	4175 4,16	5380 4,73	6737 5,29	8247 5,85	9909 6,41	11724 6,98	13691 7,54	5011 4,99	6456 5,67	8085 6,35	9897 7,02	11888 7,70	14069 8,37	16430 9,04	18973 9,72	
3443 4,00	4603 4,63	5931 5,25	7427 5,88	9092 6,50	10924 7,13	12925 7,75	15094 8,38	5524 5,55	7118 6,30	8913 7,05	10911 7,80	13106 8,55	15511 9,30	18113 10,05	20917 10,80	
3785 4,40	5024 5,09	6743 5,78	8107 6,42	9924 7,15	11924 7,84	14107 8,52	16475 9,21	6029 6,11	7769 6,93	9728 7,76	11908 8,58	14304 9,41	16929 10,93	19770 11,05	22830 11,88	
4065 4,80	5434 5,55	7003 6,30	8770 7,05	10375 7,80	12898 8,55	15261 9,30	17821 10,05	6522 6,66	8404 7,56	10524 8,46	12882 9,36	15473 10,26	18386 11,60	21386 12,06	24697 12,96	
4370 5,20	5842 6,01	7528 6,83	9427 7,64	11539 8,45	13865 9,26	16404 10,07	19157 10,89	7011 7,22	9033 8,19	11312 9,17	13847 10,14	16633 11,12	19685 12,09	22988 13,06	26547 14,04	
4669 5,60	6242 6,48	8044 7,35	10073 8,23	12330 9,10	14815 9,75	17529 10,85	20470 11,72	7491 7,77	9653 8,82	12088 9,87	14796 10,92	17773 11,97	21034 13,02	24564 14,07	28367 15,12	
4961 6,00	6633 6,94	8547 7,88	10703 8,81	13101 9,75	15741 10,68	18624 11,63	21749 12,56	7959 8,32	10256 9,45	12843 10,58	15721 11,70	18834 12,83	22349 13,95	26099 15,07	30140 16,20	
5251 6,40	7020 7,40	9045 8,40	11326 9,40	13865 10,40	16659 11,40	19710 12,40	23017 13,40	8423 8,88	10854 10,08	13592 11,28	16638 12,48	19985 13,68	23652 14,88	27621 16,08	31897 17,28	
5532 6,80	7396 7,86	9530 8,93	11934 9,99	14609 11,05	17553 12,11	20767 13,18	24252 14,24	8857 9,44	11436 10,71	14321 11,99	17530 13,26	21057 14,54	24920 15,81	29102 17,08	33608 18,36	(2)
5808 7,20	7766 8,32	10006 9,45	12531 10,58	15338 11,70	18430 12,82	21805 13,95	25464 15,08	9319 9,99	12008 11,34	15037 12,69	18406 14,04	22109 15,39	26166 16,74	30557 18,09	35287 19,44	
6080 7,60	8128 8,79	10473 9,98	13116 11,16	16055 12,35	19291 13,53	22824 14,73	26653 15,91	9754 10,54	12569 11,97	15739 13,39	19266 14,82	23142 16,25	27389 17,67	31984 19,09	36963 20,52	
6346 8,00	8484 9,25	10932 10,50	13690 11,75	16758 13,00	20136 14,25	23823 15,50	27821 16,75	10181 11,10	13119 12,60	16428 14,10	20110 15,60	24155 17,10	28588 18,60	33385 20,10	38553 21,60	
6863 8,80	9176 10,17	11382 11,55	14806 12,92	18124 14,30	21776 15,67	25764 17,05	30088 18,42	10600 12,21	14188 13,86	17667 15,51	21784 17,16	26124 18,81	30917 20,46	36105 22,10	41695 23,76	
7357 9,60	9836 11,10	12674 12,60	15319 14,10	19428 15,60	23344 17,10	27619 18,60	32258 20,10	11804 13,32	15209 15,12	19046 16,92	23314 18,72	28004 20,52	33143 22,32	38704 24,12	44696 25,92	
7831 10,40	10469 12,03	13390 13,65	16893 15,28	20679 16,90	24847 18,53	29397 20,15	34330 21,78	12563 14,43	16188 16,38	20272 18,33	24815 20,28	29807 22,23	35276 24,18	41196 26,13	47573 28,08	
8284 11,20	11075 12,95	13830 14,70	17871 16,45	21875 18,20	26284 19,95	31098 21,70	36316 23,45	13290 15,54	17125 17,64	21445 19,74	26250 21,84	31532 23,94	37318 26,04	43579 28,14	50326 30,24	(3)
8714 12,00	11650 13,88	15012 15,75	18799 17,62	23011 19,50	27648 21,37	32712 23,25	38201 25,13	13980 16,65	18014 18,90	22558 21,15	27613 23,40	33169 25,65	39255 27,90	45842 30,15	52939 32,40	
9123 12,80	12197 14,80	15717 16,80	19682 18,80	24092 20,80	28948 22,80	34250 24,80	39997 26,80	14637 17,76	18861 20,16	23619 22,56	28911 24,96	34738 27,36	41100 29,76	47996 32,16	55427 34,56	
9510 13,60	12715 15,73	16383 17,85	20516 19,98	25113 22,10	30175 24,22	35701 26,35	41696 28,48	15258 18,87	19658 21,42	24619 23,97	30136 26,52	36210 29,07	42841 31,62	50030 34,17	57776 36,72	
9877 14,40	13204 16,65	17014 18,90	21306 21,15	26080 23,40	31337 25,65	37075 27,90	43296 30,15	15845 19,98	20417 22,68	25567 25,38	31296 28,08	37604 30,78	44490 33,48	51956 36,18	60000 38,88	
10219 15,20	13663 17,57	17605 19,95	22046 22,32	26986 24,70	32425 27,08	38363 29,45	44800 31,83	16395 21,09	21126 23,94	26455 26,79	32383 29,64	38910 32,49	46036 35,34	53760 38,19	62084 41,04	
10542 16,00	14094 18,50	18160 21,00	22741 23,50	27838 26,00	33448 28,50	39574 31,00	46219 33,50	16913 22,20	21792 25,20	27290 28,20	33405 31,20	40138 34,20	47489 37,20	55457 40,20	64043 43,20	(4)

armătură A_a; (2) Limita pentru B 100; (3) Limita pentru B 150: (4) Limita pentru B 200.

uzuale. Procentele de armare μ_1 merg pînă la 2%, acoperind zona procentelor recomandate şi depăşind procentele de armare maxime pentru B 100, B 150, B 200.

Tabelul 5. Cuprinde datele similare celor din tabelul 4, pentru grinzi cu $b = 100$ şi $h = 15-100$ cm, pentru calculul secţiunilor care nu se găsesc cuprinse în tabelul 4.

Acoperirile de beton pentru calculul lui h_0 s-au considerat conform STAS 8000 — 67 : 1,0 cm pentru plăci cu grosimea pînă la 10 cm inclusiv ; 1,5 cm pentru plăci mai groase de 10 cm şi grinzi cu înălţimea pînă la 25 cm, şi 2,0 cm pentru grinzi cu înălţimea de 25 cm sau mai mare.

4. MODUL DE APLICARE. EXEMPLE DE CALCUL

S-au folosit exemple din lucrarea [13] pentru a se putea compara rezultatele, exprimînd în procente diferenţele.

4.1. Cazul 1.

Sînt date sau se aleg parţial :

M (kgm) conform STAS 8000—67, sau cM (kgm) conform normativ P 58—70 ;
b — cm, lăţimea grinzii ;
marca betonului R_{i2} (kg/cm²) ;
tipul oţelului R_a (kg/cm²).

Rezolvare : Pentru M şi b din tabelele 3, 4 sau 5 rezultă h şi A_{a1}, respectiv μ_1 ; pentru R_{i2} şi μ_1, din tabelul 1 rezultă c_b, iar pentru R_a, din tabelul 2 rezultă c_a şi, în final, din relaţia (15) rezultă A_a.

Exemplul nr. 1.

Să se determine armarea necesară unei plăci, cunoscînd că : $h = 10$ cm ; $M = 600$ kgm ; beton B 200 ($R_i = 100$ kg/cm²) ; OB 38 ($R_a = 2100$ kg/cm²), conform STAS 8000—67.

$A_a = A_{a1}\, c_a c_b = 2{,}55 \times 1{,}000 \times 1{,}381 = 3{,}52$ cm², faţă de 3,52 cm² în [13].

În tabelul 3 (plăci), pe coloana $h = 10$ cm se citeşte la primul moment superior celui dat, de 601 kgm, $A_{a1} = 2{,}55$ cm² şi $\mu_1 = 0{,}3$; evident, $c_a = 1$ şi nu mai este necesar să se meargă la tabelul 1, iar din tabelul 2, $c_a = 1{,}381$ pentru $R_a = 2100$ kg/cm².

Din simpla observare a tabelului 3, fără a efectua nici un calcul, rezultă că momentul se poate asigura şi cu $h = 6$ cm, $\mu_1 = 1{,}3$; $h = 7$ cm, $\mu_1 = 0{,}8$; $h = 8$ cm, $\mu_1 = 0{,}55$; $h = 9$ cm, $\mu_1 = 0{,}4$; $h = 11$ cm, $\mu_1 = 0{,}25$, deci se poate alege uşor cea mai convenabilă variantă.

În tabelele 3, 4 şi 5 se alege întotdeauna un moment imediat superior şi numai cînd diferenţa este foarte mică se alege momentul imediat inferior, în general timpul pierdut pentru interpolări fiind nerentabil, iar acestea influenţînd puţin rezultatul.

Exemplul nr. 2.

Să se determine secţiunea necesară armăturii pentru o grindă cu secţiunea 20×60, pentru $M = 14000$ kgm. B 250 ($R_i = 120$ kg/cm²) ; armătură PC 60 ($R_a = 3400$ kg/cm²), conform STAS 8000—67.

$A_a = A_{a1}\, c_a c_b = 9{,}69 \times 0{,}974 \times 0{,}8529 = 8{,}03$ cm², faţă, de 7,98 cm² în [13], deci o diferenţă de 0,6%.

În tabelul 4, pe coloana corespunzătoare secţiunii 20×60 cm se citeşte, la $M = 14042$ kgm, $A_{a1} = 9{,}69$ şi $\mu_1 = 0{,}85$; în tabelul 1 se citeşte, pentru $\mu_1 = 0{,}85$ şi $R_i = 120$ kg/cm² $c_b = 0{,}974$, iar în tabelul 2 se obţine $c_a = 0{,}8529$ pentru $R_a = 3400$ kg/cm².

Procentul real de armare se poate citi din tabelul 4, pe aceeaşi coloană, în dreptul lui $A_a = 8{,}03$ cm², $\mu = 0{,}7$. Din acelaşi tabel se vede că momentul putea fi preluat şi de secţiunile de aceeaşi lăţime (20 cm) şi $h = 45$ cm, $\mu_1 = 1{,}90$; $h = 50$ cm, $\mu_1 = 1{,}40$; $h = 55$ cm, $\mu_1 = 1{,}10$, precum şi de secţiuni cu alte lăţimi.

4.2. Cazul 2.

Sînt date sau se aleg parţial :
$M(cM)$ în kgm. ; R_i în kg/cm² ; R_a în kg/cm² şi μ, respectiv A_a în cm².

Rezolvare : Pentru R_a rezultă, din tabelul 2, c_a, deci se poate calcula μ_2 cu relaţia (14′) ; pentru μ_2 şi R_i rezultă, din tabelul 1, μ_1 şi, în final, pentru μ_1 şi M se alege, din tabelele 3, 4 sau 5, secţiunea necesară cea mai convenabilă.

Exemplul nr. 3.

Sînt date sau se aleg parţial : $b = 20$ cm., $M = 14400$ kgm ; B 200 ($R_i = 100$ kg/cm²) ; armătură cu $R_a = 2800$ kg/cm² şi $\mu = 0{,}9$. Se cere să se calculeze, conform STAS 8000—67, înălţimea h.

$\mu_2 = \mu/c_a = 0{,}9/1{,}036 = 0{,}87$; $\mu_1 = \mu_2/c_b = 0{,}87$;
$h = 60$ cm, $A_a = 10{,}26$ cm², faţă de 10,25 cm² în [13], diferenţa fiind de 0,098%.

S-a păstrat armătura TOR 47, pentru a nu schimba datele exemplului din lucrarea [13]. În tabelul 2 se găseşte, pentru $R_a = 2800$ kg/cm² (prin coincidenţă cu oţelul STM $d = 6-10$), $c_a = 1{,}036$, rezultînd μ_2 ; din tabelul 1, pentru $R_i = 100$ kg/cm² şi μ_2 rezultă valoarea lui μ_1 ; în tabelul 4, pentru $\mu_1 = 0{,}90$, prima valoare mai mare ca 0,87, b = 20 cm şi $M = 14744$, prima valoare mai mare ca 14400, se găseşte $h = 60$ cm.

4.3. Cazul 3.

Se dă o secţiune $b \times h$, tipul armăturii, marca betonului şi secţiunea armăturii. Se cere momentul capabil M (cM).

Rezolvare : Se determină μ ; după aceea, procedînd ca în cazul 2, rezultă succesiv μ_2 şi μ_1 ; avînd μ_1 şi $b \times h$ din tabelele 3, 4 sau 5, se găseşte M (cM).

Exemplul nr. 4.

Să se determine momentul capabil pentru o secţiune 25×50 cm, armată cu PC 52 ($R_a = 2900$ kg/cm²), din B 300 ($R_i = 160$ kg/cm²), avînd $A_a = 12{,}56$ cm², conform STAS 8000—67.

$\mu = 12{,}56 \times 100/25 \times 47{,}0 = 1{,}07$, deci $\mu_2 \cong 1{,}10 \rightarrow \mu_1 = 1{,}20 \rightarrow M = 15319$ kgm, faţă de 15270 kgm în [13], diferenţa fiind de 0,32%.

Din tabelul 2, pentru $R_a = 2900$ kg/cm², $c_a = 1{,}000$, deci $\mu_2 = \mu$; din tabelul 1, pentru $R_i = 160$ kg/cm² şi $\mu_2 = 1{,}10$, prima valoare mai mare ca 1,08, rezultă $\mu_1 = 1{,}20$; pentru secţiunea 25×50 şi μ_2, din tabelul 4 se găseşte valoarea lui M.

Exemplul nr. 5.

Să se determine momentul capabil pentru o secţiune 20×30, avînd $A_a = 9{,}41$ cm², din PC 60 ($R_i = 3400$ kg/cm²), beton B 200 ($R_i = 100$ kg/cm²), după STAS 8000—67.

$\mu = 9{,}41 \times 100/20 \times 27 = 1{,}74$; $c_a = 0{,}852$ din tabelul 2, deci $\mu_2 = 1{,}74/0{,}852 = 2{,}05$; $c_b = 1$, din tabelul 1, deci $\mu_1 = \mu_2 = 2{,}05$, şi din tabelul 4 se vede că acesta se află peste limita pentru B 200. Deci momentul capabil pe coloana 20×30 este prima valoare deasupra liniei de limită : $M = 5820$ kgm, faţă de care, la starea limită, armătura nu va atinge $R_a = 3400$ kg/cm². S-a obţinut acelaşi rezultat ca în [13].

4.4. Cazul 4.

Se dă, pentru o grindă $a \times b$, secţiunea, tipul armăturii, marca betonului, secţiunea armăturii şi $M(cM)$. Se cere să se verifice.

Rezolvare : Se procedează ca în cazul 3 şi se determină M_{cap} (respectiv cM_{cap}), rămînînd a verifica dacă :
$M_{cap}/M \geqslant 1{,}0$, conform STAS 8000—67, sau
$cM_{cap}/cM \geqslant 1{,}0$, conform P 58—70 (primul produs cM_{cap} rezultînd direct din tabelele 3, 4 sau 5.

4.5. Cazul 5.

Pentru cazul 1, b sau h nu se găseşte în tabelele 3, 4 sau 5.

4.5.1. Cînd b nu se găseşte în tabelele 3 sau 4.

De exemplu, la grinzi cu placă, la monolitizări între fîşii prefabricate cu lăţimea diferită de 1,00, sau la grinzi a căror secţiune nu se găseşte în tabelul 4 (cum este 20×25 sau $b \geqslant 35$).

Tabelul 5

Momente capabile (kgm) și A_a (cm²) necesare pentru B 200 ($R_i = 100$) și oțel cu $R_a = 2900$, la grinzi cu $b = 100$ cm (1)

M_1 %	h=15 cm	20 cm	25 cm	30 cm	35 cm	40 cm	45 cm	50 cm	55 cm	60 cm	65 cm	70 cm	75 cm	80 cm	90 cm	100 cm
0,10	447 1,25	876 1,75	1384 2,20	2085 2,70	2928 3,20	3915 3,70	5045 4,20	6318 4,70	7742 5,20	9292 5,70	10994 6,20	12838 6,70	14826 7,20	16956 7,70	21647 8,70	26909 9,70
0,20	880 2,50	1724 3,50	2725 4,40	4104 5,40	5765 6,40	7707 7,40	9931 8,40	12437 9,40	15240 10,40	18292 11,40	21642 12,40	25273 13,40	29185 14,40	33380 15,40	42613 17,40	52973 19,40
0,25	1092 3,13	2141 4,36	3383 5,50	5096 6,75	7158 8,00	9569 9,25	12330 10,50	15441 11,75	18922 13,00	22699 14,25	26870 15,50	31378 16,75	36263 18,00	41444 19,25	52907 21,75	65769 24,25
0,30	1300 3,75	2548 5,25	4027 6,60	6065 8,10	8520 9,60	11390 11,10	14676 12,60	18379 14,10	22522 15,60	27008 17,10	31982 18,60	37348 20,10	43131 21,60	49329 23,10	62974 26,10	78283 29,10
0,35	1505 4,38	2949 6,13	4660 7,70	7020 9,45	9861 11,20	13183 12,95	16987 14,70	21273 16,45	26068 18,20	31252 19,95	37018 21,70	43229 23,45	49922 25,20	57096 26,95	72889 30,45	90609 33,95
0,40	1708 5,00	3348 7,00	5290 8,80	7968 10,80	11192 12,80	14963 14,80	19281 16,80	24144 18,80	29588 20,80	35464 22,80	42015 24,80	49065 26,80	56661 28,80	64804 30,80	82729 34,80	102840 38,80
0,45	1906 5,63	3736 7,88	5905 9,90	8894 12,15	12493 14,40	16702 16,65	21521 18,90	26950 21,15	33025 23,40	39579 25,65	46897 27,90	54766 30,15	63245 32,40	72334 34,65	92342 39,15	114790 43,65
0,50	2102 6,25	4119 8,75	6510 11,00	9805 13,50	13723 16,00	18413 18,50	23726 21,00	29711 23,50	36409 26,00	43629 28,50	51702 31,00	60377 33,50	69725 36,00	79745 38,50	101803 43,50	126551 48,50
0,55	2294 6,87	4496 9,63	7105 12,10	10702 14,85	15032 17,60	20097 20,35	25896 23,10	32428 25,85	39739 28,60	47614 31,35	56430 34,10	65899 36,85	76101 39,60	87038 42,35	111112 47,85	138124 53,35
0,60	2481 7,50	4863 10,50	7686 13,20	11577 16,20	17261 19,20	21740 22,20	28012 25,20	35079 28,20	42987 31,20	51502 34,20	61043 37,20	71285 40,20	82322 43,20	94152 46,20	120196 52,20	149415 58,20
0,65	2667 8,13	5228 11,37	8262 14,30	12444 17,55	17480 20,80	23369 24,05	30111 27,30	37708 30,55	46208 33,80	55358 37,05	65617 40,30	76627 43,55	88491 46,80	101208 50,05	129203 56,55	160612 63,05
0,70	2850 8,75	5586 12,25	8828 15,40	13297 18,90	18678 22,40	24971 25,90	32175 29,40	40292 32,90	49376 36,40	59149 39,90	70115 43,40	81879 46,90	94556 50,40	108145 53,90	138058 60,90	171620 67,90
0,75	3028 9,38	5935 13,12	9380 16,50	14128 20,25	19845 24,00	26531 27,75	34186 31,50	42810 35,25	52462 39,00	62842 42,75	74497 46,50	86997 50,25	100465 54,00	114904 57,75	146687 65,25	182346 72,75
0,80	3205 10,00	6281 14,00	9927 17,60	14952 21,60	21002 25,60	28078 29,60	36180 33,60	45307 37,60	55521 41,60	66503 45,60	78840 49,60	92069 53,60	106324 57,60	121604 61,60	155240 69,60	192979 77,60
0,85	3377 10,62	6618 14,87	10459 18,70	15754 22,95	22189 27,20	29584 31,45	38120 35,70	47736 39,95	58498 44,20	70067 48,45	83069 52,70	97007 56,95	112026 61,20	128126 65,45	163566 73,95	203328 82,45 (2)
0,90	3545 11,25	6949 15,75	10981 19,80	16541 24,30	23235 28,80	31063 33,03	40025 37,80	50122 42,30	61422 46,80	73567 51,30	87220 55,80	101855 60,30	117625 64,80	134529 69,30	171741 78,30	213940 87,30
0,95	3711 11,88	7273 16,62	11495 20,90	17314 25,65	24320 30,40	32514 35,15	41895 39,90	52464 44,65	64291 49,40	77001 54,15	91295 58,90	106614 63,65	123120 68,40	140814 73,15	179764 82,65	223464 92,15
1,00	3873 12,50	7592 17,50	11998 22,00	18072 27,00	25385 32,00	33938 37,00	43730 42,00	54761 47,00	67106 52,00	80371 57,00	95293 62,00	111282 67,00	128511 72,00	146980 77,00	187635 87,00	233249 97,00
1,10	4189 13,75	8211 19,25	12976 24,20	19544 29,70	27453 35,20	36703 40,70	47293 46,20	59223 51,70	72575 57,20	86915 62,70	103058 68,20	120350 73,70	138983 79,20	158956 84,70	202924 97,70	252255 106,70
1,20	4491 15,00	8802 21,00	13910 26,40	20951 32,40	29430 38,40	39345 44,40	50697 50,40	63487 56,40	77799 62,40	93169 68,40	110477 74,40	129014 80,40	148988 86,40	170389 92,40	217533 104,40	270415 116,40
1,30	4780 16,25	9368 22,75	14806 28,60	22300 35,10	31324 41,60	41878 48,10	53961 54,60	67573 61,10	82807 67,60	99163 74,10	117588 80,60	137318 87,10	158579 93,60	181368 100,10	231535 113,10	287821 126,10 (3)
1,40	5056 17,50	9910 24,50	15662 30,80	23590 37,80	33137 44,80	44301 51,80	57083 58,80	71483 65,80	87598 72,80	104897 79,80	124392 86,80	145264 93,80	167754 100,80	191862 107,80	244932 121,80	304475 135,80
1,50	5319 18,75	10425 26,25	16475 33,00	24815 40,50	34857 48,00	46601 55,50	60047 63,00	75194 70,50	92146 78,00	110341 85,50	130850 93,00	152806 100,50	176463 108,00	201823 115,50	257649 130,50	320282 149,50
1,60	5569 20,00	10915 28,00	17249 35,20	25982 43,20	36495 51,20	48791 59,20	62868 67,20	78729 75,20	96371 83,20	115794 91,20	137000 99,20	159988 107,20	184758 115,20	211310 123,20	269759 139,20	335337 155,20
1,70	5805 21,25	11377 29,75	17981 37,40	27082 45,90	38041 54,40	50858 62,90	65532 71,40	82064 79,90	100454 88,40	120700 96,90	142805 105,40	166766 113,90	192585 122,40	220262 130,90	281188 147,90	349544 164,90
1,80	6028 22,50	11815 31,50	18673 39,60	28125 48,60	39506 57,60	52816 66,60	68055 75,60	85223 84,60	104320 93,60	125346 102,60	148302 111,60	173186 120,60	199999 129,60	228741 138,60	292012 156,60	362999 174,60
1,90	6238 23,75	12225 33,25	19321 41,80	29102 51,30	40878 60,80	54650 70,30	70419 79,80	88183 89,30	107944 98,80	129700 108,30	153452 117,80	179201 127,30	206945 136,80	236686 146,30	302154 165,30	357607 184,30 (4)
2,00	6434 25,00	12611 35,00	19931 44,00	30020 54,00	42168 64,00	56375 74,00	72642 84,00	90967 94,00	111351 104,00	133794 114,00	158296 124,00	184857 134,00	213477 144,00	244156 154,00	311691 174,00	387462 194,00

Observații: (1) M după STAS 8000-67 (cM, după normativul P 58—70) au fost scrise deasupra secțiunilor de armătură A_a. (2) Limita pentru B 100. (3) Limita pentru B 150. (4) Limita pentru B 200.

Rezolvare: Se folosește tabelul 5 pentru valoarea transformată a momentului: 100 M/b, conform STAS 8000–67, sau 100 cM/b, conform normativ P 58–70, urmînd aceeași cale. Procentele de armare μ, μ_1, μ_2, pentru secțiunea cu $b=100$ cm, sînt identice cu valorile similare pentru secțiunea reală, deci dacă se lucrează cu A_a din tabelul 5 (pentru $b = 100$ cm), armătura corespunzătoare secțiunii reale este: $bA_a/100$.

4.5.2. Cînd h (mai exact h_0 corespunzător) nu se află în tabele

De exemplu, la înălțimi impuse nestandardizate, sau în cazul așezării armăturii pe mai multe rînduri, cînd chiar dacă h se află în tabele, nu mai corespunde h_0 presupus la determinarea momentelor.

Rezolvare: Se determină armările necesare sau momentele capabile pentru secțiunile cu h_0, imediat mai mare și mai mic decît h_0 real, și apoi se interpolează între cele două rezultate, în raport cu h_0^2.

Exemplul 6.

Să se determine momentul capabil, după STAS 8000–67, pentru secțiunea 20 × 40, din B 200 ($R_i = 100$ kg/cm²), OB 38 ($R_a = 2100$ kg/cm²), armată cu 6 Ø 16 $A_a = 12{,}06$ cm², avînd $h_0 = 35{,}84$ cm (două bare pe rîndul doi).

Se interpolează între secțiuni de 20 × 40 cu $h_0 = 37$ și 20 × 35 cu $h_0 = 32$.

Pentru prima secțiune: $\mu = 12{,}06 \times 100/20 \times 37 = 1{,}63$; $c_a = 1{,}381$ (tabelul 2), deci $\mu_2 = 1{,}63/1{,}381 = 1{,}18$; $c_b = 1$ (tabelul 1), deci $\mu_1 = \mu_1 \cong 1{,}20$ și din tabelul 4, rezultă $M = 7869$ kgm.

Pentru secțiunea a doua: $\mu = 12{,}06 \times 100/20 \times 32 = 1{,}88$; $c_a = 1{,}381$, deci $\mu_2 = 1{,}88/1{,}381 = 1{,}37$; $c_b = 1$, deci $\mu_1 = \mu_2 \cong 1{,}40$ și, din tabelul 4, rezultă $M = 6627$ kgm.

Interpolînd între valorile lui M, pentru valorile lui h_0^2 ($32^2 = 1024$; $35{,}87^2 = 1280$ și $37^2 = 1370$) se obține $M = 7545$ kgm, față de 7460 kgm în [13], diferența fiind de 1,15%.

5. CONCLUZII.

În toate cazurile, mai puțin exemplul 6, s-a obținut o precizie foarte bună, fără a fi necesară interpolarea. Dacă datele cu care se intră în tabelele 3, 4 sau 5: $M(cM)$ sau μ_1, sînt situate la jumătatea intervalelor între care sînt cuprinse și dorim o precizie mai bună, se poate proceda la o interpolare liniară obișnuită.

Tabelele se pot folosi și pentru calculul secțiunilor în T, astfel:

— În cazul cînd axa neutră cade în placă, se procedează ca pentru o secțiune dreptunghiulară, cu lățimea de calcul determinată conform prescripțiilor în vigoare.

— În cazul cînd axa neutră cade în inima grinzii, se poate calcula armarea corespunzătoare la $M - M_p$, unde $M_p = A'_a R_a (h - a)$.

Aplicarea procedeului de dimensionare prezentat în articol, în special pentru cazul 1, care are frecvența cea mai mare în proiectare, este deosebit de simplă și reduce volumul de operații necesare. Cunoscînd momentele efective, la simpla examinare a tabelelor 3, 4 sau 5 se poate ajunge, după cîștigarea unui anumit grad de experiență, la alegerea directă a secțiunii care să ducă la un procent de armare optim. În acest caz, pentru procedeul clasic sînt necesare cinci operații simple de calcul ($B = M/bh_0^2$ și $A_a = \mu bh_0/100$), iar în procedeul prezentat nu este necesară nici o operație dacă $R_i = 100$ kg/cm² și $R_a = 2900$ kg/cm², o operație dacă $R_i = 100$ kg/cm² sau $R_a = 2900$ kg/cm² și două operații de calcul simple în cazul general pentru dimensionarea unei secțiuni.

Dacă se ține cont că ordinul de mărime al numărului de secțiuni dimensionate la încovoiere pe parcursul unui an de către un proiectant este de cîteva mii, reducerea de timp care se face devine importantă.

BIBLIOGRAFIE

[1] AGENT R. : *Exemple de calcul. Curs de beton armat.* Ministerul Învățămîntului, Institutul de construcții București, f. d.

[2] BORZA N. : *Rigla de calcul pentru dimensionarea secțiunilor de beton armat.* București, Editura Tehnică, 1956.

[3] BRODFELD M. ș.a. : *Tabele pentru calculul secțiunilor de beton armat supuse la încovoiere și compresiune excentrică (cazul 1).* București, Editura Tehnică, 1956.

[4] CONSILIUL DE AJUTOR ECONOMIC RECIPROC (CAER) : *Norme de proiectare pentru elementele de construcții din beton armat.* Buletinul CSCAS nr. 10–11, 1967.

[5] CARACOSTEA A., AVRAM C. ș.a. : *Manual pentru calculul construcțiilor (Secțiunea XIII, Calculul și alcătuirea construcțiilor din beton armat).* București, Editura Tehnică, 1959.

[6] GHIGIU M. : *La cotele înalte ale noilor sarcini.* Constructorul, nr. 1 (1096), 1971.

[7] HANGAN M. : *Beton armat. Breviar.* Ministerul Învățămîntului, Institutul de construcții București. 1956.

[8] IVIANSCHI A. M. și OVECICHIN A. M. : *Elemente de construcții (vol. III: Construcții de beton armat și zidărie),* București, Editura Căilor Ferate, 1953.

[9] KARPUHIN N. S. : *Jelezobetonnîe construcții,* Moscova, Gostroiizdat, 1957.

[10] LEVANOV N. M. și SUVORKIN D. G. : *Jelezobetonnîe construcții,* Moscova, Izdatelstvo Vîsșaia Școla, 1965.

[11] LINOVICI E. E. și LINOVICI L. E. : *Rascet i constructirovanie ciastei zdanii.* Kiev, Gostroiizdat, 1959.

[12] MINISTERUL CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE : *Directive privind creșterea gradului de prefabricare și reducerea consumului de materiale deficitare la lucrările de construcții-montaj* (P 56–71). Buletinul Construcțiilor nr. 8, 1971.

[13] NICULA I. ș.a. : *Îndrumător pentru calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat prin metoda stărilor limită.* București, Editura Tehnică, 1963.

[14] * * * *Normativ condiționat pentru calculul la stările limită,* vol. I. București, Editura Tehnică, 1963.

[15] * * * *Normativ de calcul al elementelor de beton armat prin metoda la rupere* (P 58–70). Buletinul construcțiilor, nr. 10, 1970.

[16] * * * *Norme și condiții tehnice pentru proiectarea elementelor de construcții din beton și beton armat (N și TU* 123–55). București, Editura Tehnică, 1957.

[17] * * * *Spravocinic proectirovca. Sbornie jelezobetonnie construcții.* Moscova, Gosudarstvennoe izdatelstvo literaturi po stroitelstvu, arhitecture i stroitelnîm materialam, 1959.

[18] * * * *Spravocinic po selschoziaistvennomu stroitelstvu.* Moscova, Gosudarstvennoe izdatelstvo selscohoziaistvennoi literaturi, 1960.

[19] * * * *STAS* 8000–67. *Calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat.*

[20] ULIȚKII I. I. : *Jelezobetonnie construcții* Kiev, Gostroiizdat, 1959.

[21] ZACOPCEANU A. : *Exemple de calcul pentru dimensionarea secțiunilor de beton armat.* Ediția II, București, Editura Ministerului Construcțiilor și a Industriei Materialelor de Construcții, 1953.

Golirea rezerroarelor de gaze sub presiune variabilă

Ing. **ISAC RAPAPORT**, ing. **ŞTEFAN VINTILĂ**
Institutul de construcţii Bucureşti
Facultatea de instalaţii pentru construcţii

1. GENERALITĂŢI

În practica instalaţiilor apar extrem de frecvent rezervoare conţinînd diverse fluide (apă, combustibil etc.), care sînt puse sub presiunea unei perne de gaz (aer, gaz inert etc.) pentru a fi livrate apoi, după necesităţi, la punctele de utilizare.

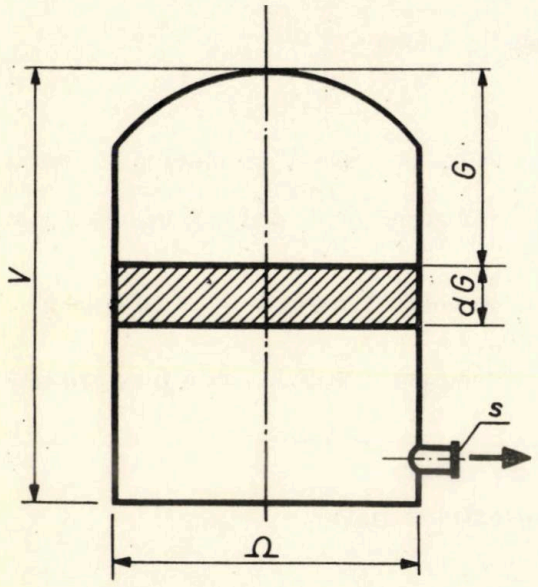
Un caz particular îl constituie cel al rezervoarelor în care sînt înmagazinate gaze (aer, azot etc.) sub presiune, pe măsura livrării gazului producîndu-se o scădere continuă a presiunii din rezervor.

În literatura de specialitate, golirea acestor rezervoare este analizată, de obicei, fie ca făcîndu-se cu un anumit debit mediu, în funcţie de necesităţile consumatorilor, fie ca făcîndu-se sub efectul unei presiuni medii pe anumite intervale de timp.

În cele ce urmează se va analiza problema golirii unui rezervor de aer sau alt gaz la o variaţie continuă a presiunii, urmărindu-se variaţia în timp a debitului livrat, cantitatea livrată într-un timp determinat şi timpii de golire parţială sau totală a rezervorului. În mod similar, se poate urmări variaţia în timp a presiunii din rezervoare, respectiv a greutăţii specifice a gazului.

La un asemenea rezervor (fig. 1) se consideră un orificiu de secţiune s, prin care aerul este evacuat în atmosferă.

Considerînd că în rezervor există aer la presiunea p_1, că rezervorul este alimentat continuu cu un debit constant L, astfel ca mişcarea să fie permanentă, şi că evoluţia gazului, la ieşirea din rezervor, este politropică, debitul gravimetric poate fi determinat cu relaţia :



$$L = \mu s \sqrt{2g \frac{n}{n-1} p_1 \gamma_1 \left[\left(\frac{p_2}{p_1} \right)^{\frac{2}{n}} - \left(\frac{p_2}{p_1} \right)^{\frac{n+1}{n}} \right]} \quad (1)$$

în care L este debitul gravimetric de aer, în kgf/s,

μ — coeficientul de debit ;

s — secţiunea orificiului de ieşire a aerului, în m^2 ;

n — indicele politropic al evoluţiei aerului ;

p_1 — presiunea aerului din rezervor, în kgf/m^2 ;

γ_1 — greutatea specifică a aerului din rezervor, în kgf/m^3

p_2 — presiunea aerului la ieşirea din rezervor, în kgf/m^3.

Printr-o serie de transformări ale relaţiei, şi făcînd o aproximaţie cu totul neglijabilă, se obţine :

$$L = \mu s \sqrt{2g(p_1 - p_2)\gamma_1 \left[1 - \left(\frac{v}{2a} \right)^2 \right]} \quad (2)$$

în care v — este viteza de ieşire a aerului din rezervor, în m/s,

a — viteza sunetului în aer, în m/s, determinată cu relaţia :

$$\frac{np_1}{\rho_1} = a^2 \quad (3)$$

în care ρ_1 — este densitatea aerului în $kgf\ s^2/m^4$.

Ținînd seama de vitezele relativ mici de mișcare a aerului, expresia $\left(\frac{v}{2a}\right)^2$ are o valoare practic neglijabilă, în care caz relația (2) devine :

$$L = \mu s \sqrt{2g(p_1 - p_2)\gamma_1} \tag{4}$$

care este chiar relația pentru curgerea fluidelor incompresibile, valabilă atît pentru rezervorul de aer considerat, cît și pentru oricare alt gaz.

2. ECUAȚIILE DIFERENȚIALE ALE VARIAȚIEI PARAMETRILOR GAZULUI

În cazul presiunii variabile din rezervor, mișcarea nu este permanentă și ar trebui aplicată relația lui Bernoulli pentru mișcarea nepermanentă.

Avînd, însă, în vedere faptul că, în acest caz, influența termenului inerțial este neglijabilă, greutatea cantității de gaz infinit mici dG, livrată în intervalul de timp infinit mic $d\tau$, poate fi exprimată prin relația :

$$dG = Ld\tau = \mu s \sqrt{2g(p_1 - p_2)\gamma_1}\, d\tau. \tag{5}$$

Această relație reprezintă totodată și variația greutății gazului din rezervor.

Dacă se consideră presiunea gazului din rezervor p_1, în presiuni relative, și presiunea aerului p_2, tot în presiuni relative (adică $p_2 = 0$), relația (5) devine :

$$dG = \mu s \sqrt{2gp\gamma}\, d\tau \tag{6}$$

în care p este presiunea relativă a gazului din rezervor, în kgf/m^2,

γ — greutatea specifică a gazului din rezervor, în kgf/m^3.

Admițînd că, pe măsura livrării gazului, în rezervor se produce o transformare izotermă, ipoteză care este plauzibilă, ca urmare a faptului că fenomenul se produce lent și cu un schimb intens de căldură cu exteriorul, se pot scrie relațiile :

$$\frac{p_i + 10000}{\gamma_i} = \frac{p + 10000}{\gamma} = \frac{10000}{\gamma_N} \tag{7}$$

în care :

p_i și p sînt presiunile gazului din rezervor, în kgf/m^2, în momentul inițial și la un moment dat ;

γ_i și γ — greutățile specifice ale gazului din rezervor, în kgf/m^3, în momentul inițial și la un moment dat ;

10000 — presiunea aerului exterior, în kgf/m^2

γ_N — greutatea specifică a gazului, în condiții normale ($t = 20°C$ și $p = 10000$ kgf/m^2), în kgf/m^3.

Totodată, greutatea gazului din rezervor, în momentul inițial, poate fi exprimată cu relația :

$$G_i = V\gamma_i \tag{8}$$

în care G_i este greutatea gazului în kgf, în momentul inițial ;

V — volumul rezervorului, în m^3.

a) Ecuațiile referitoare la aerul livrat

Dacă se notează cu G greutatea gazului livrat, atunci variația (infinit mică) a greutății aerului livrat dG, în intervalul de timp (infinit mic) $d\tau$, poate fi exprimată cu relația :

$$dG = \mu s \sqrt{2gp\gamma}\, d\tau. \tag{9}$$

Totodată, G poate fi exprimat ca diferența dintre greutatea inițială a gazului din rezervor (corespunzătoare greutății specifice γ_i) și greutatea gazului din rezervor la un moment dat (corespunzătoare greutății specifice γ), sub forma :

$$G = V\gamma_i - V\gamma = V(\gamma_i - \gamma). \tag{10}$$

Ţinînd seama de relaţiile (7) şi (10) se obţine :

$$\gamma = \frac{V\gamma_i - G}{V} \tag{11}$$

şi

$$p = \frac{10000}{\gamma_N}(\gamma - \gamma_N) = \frac{10000}{V\gamma_N}\left[V(\gamma_i - \gamma_N) - G\right]. \tag{12}$$

Introducînd aceste relaţii în (9) rezultă :

$$\mathrm{d}G = \mu s\sqrt{2g}\sqrt{\frac{10000}{\gamma_N}[V(\gamma_i - \gamma_N) - G]\left(\frac{V\gamma_i - G}{V}\right)}\,\mathrm{d}\tau.$$

Notînd în relaţia de mai sus :

$$\frac{\mu s\sqrt{2g}}{V}\sqrt{\frac{10000}{\gamma_N}} = a \tag{13}$$

$$V(2\gamma_i - \gamma_N) = b \tag{14}$$

$$V^2\gamma_i(\gamma_i - \gamma_N) = c \tag{15}$$

se obţine :

$$\mathrm{d}G = a\sqrt{G^2 - bG + c}\,\mathrm{d}\tau \tag{16}$$

şi, separînd variabilele, rezultă :

$$\frac{\mathrm{d}G}{\sqrt{G^2 - bG + c}} = a\,\mathrm{d}\tau. \tag{17}$$

În mod similar se poate obţine o relaţie care exprimă variaţia presiunii gazului din rezervor, în funcţie de timp.

Astfel, din relaţiile (12) rezultă :

$$\mathrm{d}p = -\frac{10000}{V\gamma_N}\,\mathrm{d}G. \tag{18}$$

Introducînd relaţiile (12) şi (18) în (9), se ajunge la

$$-\mathrm{d}p = \frac{\mu s\sqrt{2g}}{V}\sqrt{\frac{10000}{\gamma_N}}\sqrt{p(p + 10000)}\,\mathrm{d}\tau \tag{19}$$

şi, separînd variabilele şi folosind notaţia (13), rezultă :

$$-\frac{\mathrm{d}p}{\sqrt{p(p + 10000)}} = a\mathrm{d}\tau. \tag{20}$$

La fel se poate obţine o relaţie care exprimă variaţia greutăţii specifice a gazului din rezervor în funcţie de timp.

Astfel, din relaţia (11) rezultă :

$$-V\mathrm{d}\gamma = \mathrm{d}G. \tag{21}$$

Introducînd relaţiile (12) şi (21) în (9), rezultă :

$$-V\,\mathrm{d}\gamma = \mu s\sqrt{2g}\sqrt{\frac{10000}{\gamma_N}}\sqrt{\gamma(\gamma - \gamma_N)}\,\mathrm{d}\tau \tag{22}$$

şi, separînd variabilele şi folosind notaţia (13), se obţine :

$$-\frac{\mathrm{d}\gamma}{\sqrt{\gamma(\gamma - \gamma_N)}} = a\mathrm{d}\tau. \tag{23}$$

b) **Ecuațiile referitoare la aerul din rezervor**

Dacă se notează cu G greutatea gazului din rezervor la un moment dat, atunci variația (infinit mică) a greutății aerului din rezervor dG, în intervalul de timp (infinit mic) $d\tau$, poate fi exprimată prin relația :

$$-dG = \mu s \sqrt{2 g p \gamma}\, d\tau. \tag{24}$$

Semnul — (minus) dinaintea lui dG se datorește faptului că, pe măsură ce valoarea lui $d\tau$ crește ($d\tau > 0$), valoarea lui G descrește ($dG < 0$).

Totodată, G poate fi exprimat prin relația :

$$G = V\gamma. \tag{25}$$

Ținînd seama de această relație, se obține din (7) :

$$p = \frac{10000}{V\gamma_N}(G - V\gamma_N). \tag{26}$$

Introducînd aceste relații (25) și (26) în (24), rezultă :

$$-dG = \frac{\mu s \sqrt{2 g}}{V}\sqrt{\frac{10000}{\gamma_N}}\sqrt{G^2 - GV\gamma_N}\, d\tau.$$

Folosind notația (13) și

$$V\gamma_N = e \tag{27}$$

relația de mai sus devine :

$$-dG = a\sqrt{G^2 - eG}\, d\tau \tag{28}$$

și, separînd variabilele, se obține :

$$-\frac{dG}{\sqrt{G^2 - eG}} = a\, d\tau. \tag{29}$$

În mod similar se pot scrie relațiile care indică variația presiunii și greutății specifice a gazului din rezervor, regăsind relațiile (20) și (23).

3. INTEGRAREA ECUAȚIILOR DIFERENȚIALE

În cele ce urmează se face integrarea ecuațiilor diferențiale determinate în paragraful anterior și se verifică rezultatele prin compararea diferitelor soluții obținute.

a) **Integrarea ecuației (16)**

Pentru integrarea ecuației (16) se stabilesc limitele de integrare, prin condiția inițială :

— pentru $\tau = 0$, adică la începerea livrării, $G = 0$.

În consecință :

$$\int_G^0 \frac{dG}{\sqrt{G^2 - bG + c}} = \int_\tau^0 a\, d\tau.$$

Schimbînd limitele de integrare rezultă :

$$a\tau = \ln \frac{2G - b + 2\sqrt{G^2 - bG + c}}{-b + 2\sqrt{c}}.$$

Făcînd înlocuirile conform notațiilor (13), (14) și (15) se obține :

$$\tau = \frac{V}{\mu s \sqrt{2 g}}\sqrt{\frac{\gamma_N}{10000}} \ln \frac{2G - V(2\gamma_i - \gamma_N) + 2\sqrt{G^2 - V(2\gamma_i - \gamma_N)G + V^2\gamma_i(\gamma_i - \gamma_N)}}{2\sqrt{V^2\gamma_i(\gamma_i - \gamma_N)} - V(2\gamma_i - \gamma_N)} \tag{30}$$

sau :

$$\exp\left(\frac{\mu s \sqrt{2 g}}{V}\sqrt{\frac{10000}{\gamma_N}}\,\tau\right) = \frac{2G - V(2\gamma_i - \gamma_N) + 2\sqrt{G^2 - V(2\gamma_i - \gamma_N)G + V^2\gamma_i(\gamma_i - \gamma_N)}}{2\sqrt{V^2\gamma_i(\gamma_i - \gamma_N)} - V(2\gamma_i - \gamma_N)}. \tag{31}$$

b) **Integrarea ecuației (20)**

Pentru integrarea ecuației (20) se stabilesc limitele de integrare, prin condiția inițială :

— pentru $\tau = 0$, adică la începerea livrării, $p = p_i$.

În consecință :

$$\int_{p}^{p_i} -\frac{\mathrm{d}p}{\sqrt{p\,(p+10000)}} = a\int_{\tau}^{0} \mathrm{d}\tau.$$

Schimbînd limitele de integrare rezultă :

$$a\tau = \ln \frac{p_i + 5000 + \sqrt{p_i^2 + 10000\,p_i}}{p + 5000 + \sqrt{p^2 + 10000\,p}}.$$

Făcînd înlocuirile conform notației (13) se obține :

$$\tau = \frac{V}{\mu s\sqrt{2g}} \sqrt{\frac{\gamma_N}{10000}} \ln \frac{p_i + 5000 + \sqrt{p_i^2 + 10000\,p_i}}{p + 5000 + \sqrt{p^2 + 10000\,p}} \tag{32}$$

sau :

$$\exp\left(\frac{\mu s\sqrt{2g}}{V} \sqrt{\frac{10000}{\gamma_N}}\,\tau\right) = \frac{p_i + 5000 + \sqrt{p_i^2 + 10000\,p_i}}{p + 5000 + \sqrt{p^2 + 10000\,p}}. \tag{33}$$

c) **Integrarea ecuației (23)**

În mod similar, se obțin relațiile :

$$\tau = \frac{V}{\mu s\sqrt{2g}} \sqrt{\frac{\gamma_N}{10000}} \ln \frac{2\gamma_i - \gamma_N + 2\sqrt{\gamma_i(\gamma_i - \gamma_N)}}{2\gamma - \gamma_N + 2\sqrt{\gamma\,(\gamma - \gamma_N)}} \tag{34}$$

sau :

$$\exp\left(\frac{\mu s\sqrt{2g}}{V} \sqrt{\frac{10.000}{\gamma_N}}\,\tau\right) = \frac{2\gamma_i - \gamma_N + 2\sqrt{\gamma_i(\gamma_i - \gamma_N)}}{2\gamma - \gamma_N + 2\sqrt{\gamma\,(\gamma - \gamma_N)}}. \tag{35}$$

d) **Integrarea ecuației (29)**

Pentru integrarea ecuației (29), să stabilim limitele de integrare prin condiția inițială : pentru $\tau = 0$, adică la începerea livrării, $G = G_i$.

În consecință :

$$-\int_{G}^{G_i} \frac{\mathrm{d}G}{\sqrt{G\,(G-e)}} = a\int_{\tau}^{0} \mathrm{d}\tau.$$

Schimbînd limitele de integrare rezultă :

$$a\tau = \ln \frac{2G_i - e + 2\sqrt{G_i\,(G_i - e)}}{2\,G - e + 2\sqrt{G\,(G-e)}}.$$

Făcînd înlocuirile conform notațiilor (13) și (27) se obține :

$$\tau = \frac{V}{\mu s\,2g} \sqrt{\frac{\gamma_N}{10000}} \ln \frac{2G_i - V\gamma_N + 2\sqrt{G_i\,(G_i - V\gamma_N)}}{2G - V\gamma_N + 2\sqrt{G\,(G - V\gamma_N)}} \tag{36}$$

sau :

$$\exp\left(\frac{\mu s\sqrt{2g}}{V} \sqrt{\frac{10000}{\gamma_N}}\,\tau\right) = \frac{2G_i - V\gamma_N + 2\sqrt{G_i(G_i - V\gamma_N)}}{2G - V\gamma_N + 2\sqrt{G\,(G - V\gamma_N)}}. \tag{37}$$

e) **Verificarea rezultatelor obținute**

O primă verificare se face punînd condiția ca, la un moment dat, suma dintre greutatea gazului livrat și greutatea gazului rămas în rezervor să fie egală cu greutatea inițială a gazului din rezervor.

Într-adevăr, considerînd același timp pentru fiecare din soluțiile obținute prin integrarea relațiilor (16) și (29), și notînd cu G_1 — greutatea gazului livrat și cu G_2 — greutatea gazului rămas în rezervor, rezultă :

$$\frac{2G_i - V\gamma_N + 2\sqrt{G_i(G_i - V\gamma_N)}}{2G_2 - V\gamma_N + 2\sqrt{G_2(G_2 - V\gamma_N)}} = \frac{2G_1 - V(2\gamma_i - \gamma_N) + 2\sqrt{G_1^2 - V(2\gamma_i - \gamma_N)G + V^2\gamma_i(\gamma_i - \gamma_N)}}{2\sqrt{V^2\gamma_i(\gamma_i - \gamma_N)} - V(2\gamma_i - \gamma_N)}$$

Dacă se introduce în această relație condiția propusă :

$$G_i = G_1 + G_2 \tag{38}$$

se obține identitatea

$$V^2\gamma_N^2 \equiv V^2\gamma_N^2. \tag{39}$$

O altă verificare se poate face plecînd de la ecuația (32), în care, înlocuind valorile lui p_i și p, în funcție de γ_i și γ, din relațiile (7), se ajunge la relația (34).

Înlocuind relațiile (7) în (32) rezultă :

$$\tau = \frac{V}{\mu s\sqrt{2g}}\sqrt{\frac{\gamma_N}{10000}}\ln\frac{\frac{5000\,(2\gamma_i - \gamma_N)}{\gamma_N} + \sqrt{\frac{10000\,(\gamma_i - \gamma_N)}{\gamma_N}\cdot\frac{10000\,\gamma_i}{\gamma_N}}}{\frac{5000\,(2\gamma - \gamma_N)}{\gamma_N} + \sqrt{\frac{10000\,(\gamma - \gamma_N)}{\gamma_N}\cdot\frac{10000\,\gamma}{\gamma_N}}}.$$

După efectuarea calculelor se obține tocmai relația (34)

4. TABELA DE CALCUL

Pentru ușurința calculelor este de preferat a se folosi relațiile obținute prin integrarea relației (20), adică una din relațiile (32) sau (33).

Aceste relații dau valorile presiunilor la un moment dat, care, introduse în relațiile (7), permit stabilirea greutăților specifice la un moment dat și, introduse în relațiile (11) și (25), permit stabilirea greutății gazului livrat, respectiv a gazului rămas în rezervor.

Pentru a ușura calculul cu una din relațiile (32) sau (33) s-a întocmit tabela 1, care dă, pentru diversele valori ale lui p_i și p, valoarea :

$$A = \log\frac{p_i + 5000 + \sqrt{p_i(p_i + 10000)}}{p + 5000 + \sqrt{p\,(p + 10000)}}. \tag{40}$$

Tabela 1

Valorile lui A, în funcție de p_i și p, în ats

p \ p_i	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
12	0,0000											
11,5	0,0177											
11	0,0362	0										
10,5	0,0555	0,0193										
10	0,0757	0,0395	0									
9,5	0,0969	0,0607	0,0212									
9	0,1271	0,0909	0,0124	0								
8,5	0,1426	0,1065	0,0670	0,0236								
8	0,1675	0,1313	0,0918	0,0471	0							
7,5	0,1938	0,1576	0,1181	0,0667	0,0263							
7	0,2218	0,1857	0,1462	0,0948	0,0544	0						
6,5	0,2518	0,2156	0,1761	0,1247	0,0843	0,0299						
6	0,2840	0,2478	0,2083	0,1569	0,1165	0,0621	0					
5,5	0,3228	0,2866	0,2471	0,1957	0,1553	0,1009	0,0348					
5	0,3569	0,3203	0,2808	0,2294	0,1890	0,1346	0,0725	0				
4,5	0,3979	0,3617	0,3222	0,2708	0,2304	0,1760	0,1760	0,0414				
4	0,4437	0,4075	0,3680	0,3166	0,2762	0,2218	0,1597	0,0872	0			
3,5	0,4949	0,4587	0,4192	0,3678	0,3274	0,2730	0,2109	0,1384	0,0512			
3	0,5528	0,5166	0,4771	0,4257	0,3853	0,3309	0,2688	0,1963	0,1091	0		
2,5	0,6198	0,5836	0,5441	0,4927	0.4523	0,3979	0,3358	0,2633	0,1761	0,0670		
2	0,6690	0,6628	0,6233	0,5719	0,5315	0,4771	0,4150	0,3425	0,2553	0,1478	0	
1,5	0,7950	0,7597	0,7202	0,6688	0,6284	0,5740	0,5119	0,4394	0,3522	0,2431	0,0969	
1	0,9355	0,8973	0,8598	0,8094	0,7680	0,7136	0,6515	0,5740	0,4918	0,3827	0,2365	0
0,5	1,1284	1,0922	1,0527	1,0013	0,9609	0,9065	0,8444	0,7719	0,6847	0,5756	0,4294	0,1929
0,0	1,6990	1,6628	1,6233	1,5714	1,5315	1,4771	1,4150	1,3425	1,2553	1,1478	1,000	0,7635

În consecință, relația (32) poate fi pusă sub forma:

$$\tau = \frac{2{,}3V}{\mu s\sqrt{2g}}\sqrt{\frac{\gamma_N}{10000}} \cdot A = \frac{V\sqrt{\gamma_N}}{193\mu s} \cdot A. \tag{41}$$

Din tabelă se citește valoarea lui A și, cu relația (41), se determină valoarea lui τ.

În tabelă sînt calculate valorile lui A pentru valorile lui p_i de la 12 ats și pînă la 1 ats (din atmosferă în atmosferă) și, pentru valorile lui p, de la 12 ats și pînă la 1 ats (din jumătate în jumătate de atmosferă).

5. COMPARAȚIE ÎNTRE REZULTATELE CALCULULUI EXACT ȘI CELE OBȚINUTE CU VALORI MEDII

În cazul în care se consideră valori medii aritmetice ale presiunilor și greutăților specifice inițiale și la un moment dat, greutatea gazului livrat este dată de relația:

$$G = V(\gamma_i - \gamma). \tag{42}$$

Timpul de livrare este dat de relația:

$$\tau = \frac{V(\gamma_i - \gamma)}{\mu s\sqrt{2g}\sqrt{\frac{p_i - p}{2}} \cdot \sqrt{\frac{\gamma_i + \gamma}{2}}}. \tag{43}$$

Din relația (7) se obține însă:

$$\gamma_i - \gamma = \gamma_N \frac{p_i - p}{10000}. \tag{44}$$

și

$$\gamma_i + \gamma = \gamma_N \frac{p_i + p + 20000}{10000}. \tag{45}$$

Introducînd (44) și (45) în (43), se obține:

$$\tau = \frac{2V\sqrt{\gamma_N}}{100\mu s\sqrt{2g}} \cdot \frac{p_i - p}{\sqrt{(p_i + p)(p_i + p + 20000)}} \tag{46}$$

Comparația se va face pentru un rezervor cu următoarele caracteristici:

$V = 10$ m³

$s = 0{,}0001$ m²

$\mu = 0{,}6$

$\gamma_N = 1{,}2$ kgf/m³.

Vor fi luate în considerare două situații de variație a presiunilor:

Situația I

● *Variația presiunii de la 12 ats la 1 ats*

cu formula (41) rezultă $\tau = 885$ *s*, iar cu formula (46) rezultă $\tau = 660$ *s*, adică timpul este subestimat cu circa 25%.

Situația II

● *Variația presiunii de la 12 ats la 10 ats*

cu formula (41) rezultă $\tau = 72$ *s*, iar

cu formula (46) rezultă $\tau = 70$ *s*, adică

o subestimare sub 2%, practic neglijabilă.

6. CONCLUZII

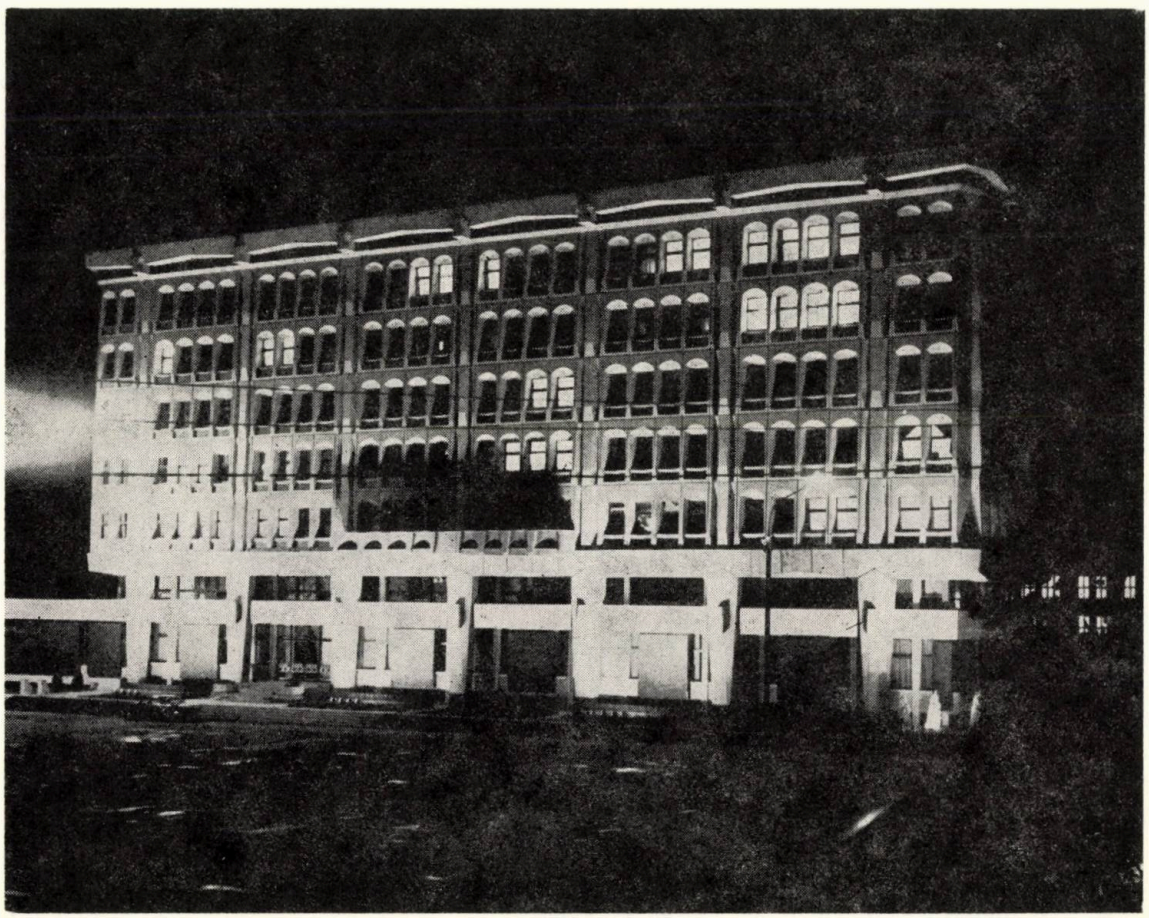
Din cele de mai sus rezultă că, în general, timpul de golire rezultat printr-un calcul aproximativ diferă de cel rezultat printr-un calcul exact, în unele limite de funcţionare diferenţele putînd fi destul de mari (în exemplul anterior, circa 25 %), ceea ce poate duce la dimensionarea greşită a instalaţiilor, la desfăşurarea nesatisfăcătoare a unor procese tehnologice etc.

Astfel, rezervele de aer sau alte gaze, calculate pentru desfăşurarea unor anumite procese tehnologice, pot fi utilizate într-o perioadă mai îndelungată sau se pot reduce capacităţile rezervoarelor respective.

În consecinţă, determinarea cu exactitate a timpului de golire poate duce, în anumite situaţii, la economii importante.

De asemenea, trebuie subliniat faptul că tabela de calcul dată mai sus facilitează aplicarea rapidă în calculele de proiectare a relaţiilor finale obţinute.

Totodată, este de remarcat că metoda de calcul prezentată pentru golirea rezervoarelor închise, conţinînd gaze sub presiune variabilă, este generală, putînd fi aplicată cu uşurinţă pentru diferite gaze şi în domenii de funcţionare extrem de largi.



Palatul politic-administrativ din Piteşti

DIN LUCRĂRILE CONGRESULUI AL V-LEA C.I.B.

„De la cercetare la practică — stimularea aplicării"

(Paris — Versailles, iunie 1971)*

Ing. **MIRCEA LUPAN**
INCERC

II. APORTUL ȘTIINȚEI ÎN CONSTRUCȚII

În această grupă a tematicii congresului au fost cuprinse șase teme, care tratează aportul principalelor domenii ale științelor tehnice la concepția rațională a construcțiilor, și anume: acustica, higrotermica, informatica, statica, focul și economia construcțiilor.

3. *Tema nr. 3* — Acustica

La această temă s-au prezentat în total opt rapoarte: un raport de bază și șapte rapoarte de răspuns (vezi bibliografia).

Acustica în construcții apare ca o disciplină relativ nouă, care se dezvoltă din necesitatea de a asigura un confort acustic corespunzător în interiorul clădirilor, în condițiile create de evoluția tehnicii construcțiilor.

Importanța studiilor și cercetărilor de acustică este legată în special de necesitatea confortului acustic în clădirile de locuit, care, fără a deveni un lux, trebuie să asigure în mod economic condițiile de repaus și protecție a intimității din locuințe, amenințate din ce în ce mai mult de zgomotele civilizației contemporane.

Problemele dezbătute, decurgînd din modul de producere și de propagare a zgomotului, care prezintă importanță pentru proiectarea și execuția clădirilor de locuit, au fost următoarele [3.1]:

- asigurarea intimității locuințelor unele față de celelalte, precum și între camerele aceluiași apartament printr-o protecție corespunzătoare contra transmiterii zgomotelor aeriene;
- protejarea locuințelor contra zgomotelor intempestive de impact, și anume: zgomotul de pași, deplasarea mobilelor, precum și contra zgomotelor produse de instalațiile și echipamentele tehnice ale clădirilor;
- protejarea locuințelor contra zgomotelor provenite din exterior: zgomote de circulație (rutieră sau aeriană), zgomote industriale etc.

În aceste domenii, cercetările mai au un cîmp larg de activitate pentru a se ajunge la soluții constructive satisfăcătoare și economice, mai ales în ceea ce privește zgomotele de impact și zgomotele instalațiilor.

Multitudinea și complexitatea problemelor necesită o colaborare internațională ([3.1], [3.7], [3.8]), pentru care comisia CIB W. 31 oferă un cadru adecvat.

Problemele acustice insuficient elucidate apar mai ales în cazul sistemelor constructive ușoare și al procedeelor tehnologice moderne de realizare a construcțiilor [3.2], la care izolația acustică este insuficientă, atît din cauza reglementărilor deficitare, cît și a prețului relativ ridicat al noilor materiale.

Pentru remedierea acestei situații este necesar ca, pe lîngă dezvoltarea coordonată pe plan internațional a cercetărilor fundamentale, care să facă posibile reglementări și soluții raționale, să se urmărească și prezentarea și difuzarea rezultatelor într-o formă asimilabilă pentru proiectanți și executanți, respectiv concretizate în soluții practice și economice, care să poată fi realizate pe cale industrială, fără dificultăți, și care să fie acceptate din punct de vedere al agrementului tehnic, bazat pe norme noi revizuite, în pas cu cunoștințele, cu progresul tehnic și cu posibilitățile economice. De asemenea, trebuie să se exercite un control tehnic al respectării condițiilor acustice, atît la proiectarea soluțiilor, cît și la executarea și recepția lucrărilor [3.3], [3.4].

4. *Tema nr. 4* — Higrotermica

S-au prezentat la această temă șapte rapoarte: un raport de bază și șase rapoarte de răspuns (vezi bibliografia).

Ca și în cazul acusticii, tehnica nouă folosită în ultimul timp, în construcții, din ce în ce mai mult, cu elemente de construcții ușoare, complexe și subțiri, cerută de ritmul rapid de industrializare, precum și necesitatea de a realiza confortul higrotermic în interiorul construcțiilor impune dezvoltarea cercetărilor privind fenomenele de transfer de căldură și umiditate prin elementele exterioare de construcție, supuse la acțiunea permanentă și variabilă a solicitărilor fizice exterioare (temperatură, umiditate, vînt etc.).

În raportul de bază [4.1] s-au prezentat succint 27 de teze referitoare la problemele de primă importanță pentru domeniul transferului de căldură și umiditate, care au următoarele obiecte principale:

- ecuațiile generale ale transferului de umiditate în formă de vapori și de apă și ale transferului de umiditate și căldură;
- mărimi și unități de măsură termofizice, cu definiția lor exactă: umiditate, umiditate prin condensare și absorbție moleculară, conținutul de apă critic, înălțimea maximă de ascensiune capilară;
- fenomene legate de transferul de umiditate și căldură: condensarea, evaporarea, înghețul, dezghețul și consecințele lor asupra durabilității materialelor;
- sisteme constructive corecte din punct de vedere higrotermic: acoperișuri ventilate, măsuri practice speciale privind aplicarea higrometriei în construcții (bariere contra vaporilor, straturi de difuzie, termoizolații din materiale ușoare etc.).

În privința comportării din punct de vedere higrotermic a unor materiale sau elemente de construcții, din referatul de bază [4.1] și celelalte referate prezentate rezultă următoarele:

- barierele contra vaporilor nu pot fi definite printr-o anumită valoare, aceasta fiind în funcție de structura elementelor de construcție la care se aplică ([4.3] și [4.4]);
- straturile de difuzie și canalele de aerare de pe fața interioară a termoizolațiilor speciale nu au o valoare practică, contribuind mai mult la evitarea bășicării hidroizolației și nu la aerarea structurilor de acoperișuri;

* A se vedea Cronicile publicate în nr. 1 și 3972 ale revistei.

- acoperişurile omogene hidroizolante, fără bariere contra vaporilor, în condiţii interioare normale de temperatură şi umiditate ale construcţiilor, nu prezintă fenomene de acumulare de umiditate prin condensul vaporilor în interiorul lor, iar condensul pe suprafaţa interioară nu este vizibil [4.3], [4.4];
- materialele termoizolatoare foarte uşoare (spume de polimeri, vată minerală) prezintă conductivităţi termice foarte reduse, a căror valoare depinde şi de gazul utilizat pentru expandarea materialului, precum şi de dimensiunile porilor sau ale fibrelor [4.2];
- umplerea golurilor de aer neventilate cu materiale termoizolatoare nu este admisă decît în cazul respectării unor anumite condiţii de alcătuire a pereţilor şi de climat.

În raportul de răspuns [4.4] se tratează o metodă pentru evaluarea calităţii construcţiilor, ţinînd seama de răspunsul acestora la solicitările climatice exterioare în timpul verii, iar în raportul [4.7] se analizează efectele vîntului şi radiaţiilor solare asupra comportării termice a construcţiilor.

În concluzie, după cum rezultă şi din unele rapoarte [4.6], deşi mai sînt necesare cercetări pentru lămurirea multor probleme ce vor continua în cadrul comisiei CIB W. 40, stadiul actual al cunoştinţelor arată că există posibilitatea unei evaluări calitative simplificate a fenomenelor folosind şi o serie de coeficienţi de corecţie, care permit conceperea şi proiectarea — din punct de vedere termic — a construcţiilor, cu o securitate practică satisfăcătoare.

5. *Tema nr. 5* — Informatica

Tema nr. 5 a fost reprezentată de cinci rapoarte: un raport de bază şi patru rapoarte de răspuns, menţionate în bibliografie.

Deşi numărul rapoartelor a fost relativ redus, faţă de alte teme, problemele dezbătute prezintă importanţă pentru dezvoltarea viitoare a procesului de construcţie.

Problema informaticii în construcţii a format obiectul a două simpozioane internaţionale organizate de CIB (Oslo-1968 şi Rotterdam—1970) [5.1], ca urmare a faptului că sistemele şi tehnologiile moderne de construcţie, din ce în ce mai complexe şi cu un ritm din ce în ce mai rapid de rezolvare, trebuie să facă apel — pentru a fi eficiente — la noile mijloace auxiliare ale tehnicii moderne — ordinatoarele [5.4].

Deşi, în perioada de început, folosirea ordinatoarelor pentru prelucrarea informaţiilor în construcţii a înregistrat — pe lîngă succese — şi unele rezultate negative, „înecînd oamenii în valuri de date şi informaţii şi făcîndu-i incapabili să discearnă ceea ce le este necesar" [5.4], totuşi apelarea la ordinatoare se impune din ce în ce mai mult.

Dar, înţelegînd noţiunea de „informatică" în sens activ, adică: „tratarea datelor în vederea selectării sau a luării unei decizii", folosirea ordinatoarelor pentru circulaţia informaţiilor în procesul de construcţii trebuie făcută cu discernămînt, ştiind că numai tratarea informaţiilor corecte şi clar exprimate poate fi utilă pentru a răspunde necesităţilor utilizatorilor [5.2].

Folosirea ordinatoarelor va impune o disciplină în felul de a gîndi şi de a acţiona, avîndu-se grijă însă ca ordinatorul să servească industriei de construcţii şi nu să o aservească [5.5].

Ţinînd seama de caracterul deschis şi fragmentar al procesului de construcţie [5.3], tehnica folosirii ordinatoarelor permite realizarea de progrese, în special prin adoptarea de „subsisteme" [5.1], care au un număr limitat de probleme de rezolvat, ca de ex: selectarea unor variante de proiectare, calcule statice, alegerea produselor şi elementelor de construcţie, activitatea contabilă, controlul stocurilor, elaborarea devizelor, controlul producţiei.

Dar, pentru perspectivă, majoritatea raportorilor au fost de acord că punerea la punct a subsistemelor de informaţii folosite în construcţii trebuie făcută în ideea unei treceri treptate, ulterioare, la un sistem integrat, deoarece productivitatea în construcţii este influenţată atît de relaţiile între diversele activităţi ale proceselor fragmentate şi de acţiunea pe care ele o exercită unele asupra celorlalte, cît şi de suma travaliului acestor activităţi, ceea ce face necesară studierea procesului în ansamblul său [5.2] şi găsirea unui model integrat care să cuprindă întregul proces de construcţie, inclusiv luarea deciziilor [5.1].

Legat de aceasta, se pune problema distincţiei ce trebuie făcută între *informaţia operaţională* (folosită în găsirea soluţiei într-o activitate restrînsă, cum este, de ex., rezolvarea unei teme de proiectare) şi *informaţia direcţională*, sau de „management", necesară pentru luarea unei decizii prin coordonarea unei grupe de activităţi [5.4].

În concluzie, se desprinde că o „politică de informatică" eficace în construcţii trebuie să permită, în primul rînd, transformarea sistemului actual de date, prin adoptarea unor subsisteme informaţionale simple pentru diferite activităţi şi apoi ameliorarea treptată a acestora, în ideea subordonării, în viitor, în cadrul unui sistem integrat. Bineînţeles că rezolvarea acestor probleme necesită multe studii şi cercetări, şi aici îşi poate avea locul o fructuoasă colaborare internaţională în cadrul CIB.

6. *Tema nr. 6* — Statica

Această temă a avut un conţinut mai larg decît arată titlul, prezentîndu-se în total 14 rapoarte: trei rapoarte de bază şi 11 rapoarte de răspuns (vezi bibliografia).

Principalele probleme care au făcut obiectul rapoartelor şi discuţiilor au fost: teoria modernă a siguranţei construcţiilor şi condiţiile ei de aplicare, noile metode de calcul la stări limită, problema încărcărilor şi a unor solicitări speciale, tipuri de structuri şi comportarea lor reală, problema avariilor în construcţii şi altele.

a) *Problema siguranţei construcţiilor* este strîns legată de calculul structurilor, care implică, pe lîngă alcătuirea statică şi forma geometrică a acestora, şi cunoaşterea caracteristicilor materialelor şi încărcările, toate acestea fiind subordonate concepţiei generale de siguranţă a construcţiilor ([6.2], [6.3], [6.4]).

O dată cu dezvoltarea mecanicii construcţiilor s-a ajuns la convingerea că trebuie părăsite metodele tradiţionale de calcul bazate pe rezistenţe admisibile, care, de fapt, nici nu puneau în evidenţă în mod explicit gradul de siguranţă real sau riscul acceptat pentru distrugerea unei construcţii. În acest mod s-a ajuns la acceptarea luării în considerare a variabilităţii intrinsece a parametrilor ce intervin în realizarea unei construcţii, care constituie de fapt adevărata natură a fenomenelor [6.2]. Bazat pe aceasta, s-a încercat să se formuleze *concepţia probabilistică a siguranţei* (bazată pe teoria probabilistică a proceselor aleatorii), care presupune calcularea unei probabilităţi de distrugere a unei lucrări [6.4].

Deşi aceasta constituie soluţia justă a problemei siguranţei, care condiţionează progresul teoriei de calcul al structurilor, în stadiul actual al cunoştinţelor, acest lucru nu este posibil în mod practic, deoarece nu se cunoaşte distribuţia statistică necesară a parametrilor variabili — în speţă a încărcărilor şi a rezistenţelor materialelor — mai ales în domeniul probabilităţilor foarte mici [6.4].

Între cele două extreme — metoda tradiţională a rezistenţelor admisibile cu un coeficient de siguranţă global, bazat pe experienţa subiectivă a unor experţi şi concepţia modernă, probabilistică, a siguranţei — şi-a făcut locul o *metodă semiprobabilistică*, care încearcă să scoată cît mai mult din datele statistice parţiale de care se poate dispune în prezent, completîndu-le cu recurgerea la experienţă şi raţionament [6.4].

În teoria semiprobabilistică a securităţii construcţiilor, pornind de la ideea că nu se poate cunoaşte întregul cîmp de distribuţie statistică a parametrilor variabili, se admite existenţa unui anumit risc sau a unei probabilităţi de riscuri de distrugere a construcţiei, care poate surveni printr-o combinare defavorabilă a acestor probabilităţi [6.2].

În acest mod rezultă că riscul de ruină nu poate fi cu totul exclus, ci numai redus, deoarece nu se poate garanta o siguranţă de 100 %, chiar dacă s-ar lua toate măsurile şi s-ar cheltui oricît de mult [6.2], [6.9].

Dezvoltarea continuă a teoriei siguranţei construcţiilor şi completarea cunoştinţelor privind distribuţia statistică a variabilelor aleatorii prezintă importanţă sporită, în cazul metodelor industriale de construcţie, permiţînd un control mai precis al rezistenţei betonului şi a celorlalte materiale şi elemente de construcţie.

În legătură cu problema siguranţei şi a gradului de risc admis s-au ridicat şi unele probleme mai deosebite legate de noua concepţie semiprobabilistică de calcul, şi anume:

- securitatea construcţiilor nu este numai o funcţie de calculul structurilor efectuat în faza de proiectare, ci depinde, în controlul calităţii pe şantiere, de calificarea şi abilitatea personalului de execuţie, de întreţinerea construcţiei în timpul exploatării [6.2], [6.8];

- o reducere a gradului de risc implică o mărire a cheltuielilor de construcție (investiție), care pot deveni nerațională, dar și invers — o reducere mare a cheltuielilor de investiție duce la o mărire a cheltuielilor de întreținere, în perioada de exploatare sau la degradări. Soluția optimă constă într-o soluție de compromis determinată de calcularea eficienței economice totale (investiție + + exploatare) [6.9].

b) *Metodele noi de calcul la stări limită* al structurilor și elementelor de construcție sînt subordonate noii concepții semiprobabilistice de siguranță a construcțiilor și constituie, de fapt, metode semiprobabilistice de calcul la stări limită, rezultate din combinarea metodei la stări limită, unde efectele majorate ale încărcărilor de exploatare sînt comparate cu valori specifice ale rezistențelor caracteristice, și unei metode cvasiprobabilistice, în care parametrii fundamentali sînt tratați — în parte — ca mărimi aleatorii [6.8].

După această metodă, starea limită constituie starea cînd structura unei construcții (sau o parte din ea) încetează de a mai îndeplini funcțiunile de utilizare sau de a satisface condițiilor pentru care a fost prevăzută, respectiv cînd construcția este incapabilă de a rezista acțiunilor exterioare, căpătînd deformații inadmisibile ([6.3], [6.8]).

Deci stările limită nu cuprind numai distrugerea unei construcții (stările limită ultime), ci și stadii intermediare (stările limită de utilizare) care împiedică exploatarea, ca: deformația excesivă, vibrarea, fisurarea etc. [6.2].

Noua metodă de calcul al stărilor limită are avantaje că dă posibilitatea de a alege mai bine limitele de siguranță și de a concepe structuri mai raționale, pe baza rezervelor puse în evidență de mecanica construcțiilor, în ușurarea și perfecționarea structurilor pe baza luării în considerare a plasticității, fluajului, stabilității în stare neliniară etc. [6.3].

Această metodă nu duce la mari economii de materiale față de metoda anterioară a rezistențelor admisibile, dar constituie o metodă mai logică de calcul, bazată pe cunoașterea comportării reale, permițînd o distribuție mai rațională a materialelor (se elimină supradimensionările și subdimensionările, care pot fi fatale) și, în plus, se repartizează mai just responsabilitățile tuturor factorilor care contribuie la realizarea și exploatarea construcției [6.2].

c) *Încărcările și acțiunile care solicită construcțiile* capătă o importanță deosebită în noua concepție de siguranță a construcțiilor și, de aceea, trebuie depuse eforturi continue pentru a cunoaște cît mai precis valoarea reală a diferitelor încărcări și acțiuni care se exercită asupra construcțiilor.

Trebuie făcută distincție între încărcarea, mai puțin frecventă, care se produce la extremitatea superioară a unei distribuții de frecvență a anumitor tipuri de încărcări normale și între încărcarea excepțională ce rezultă dintr-o catastrofă naturală sau provocată de om, care poate fi considerată cu un risc acceptabil, fără a cere nici o precauție specială în construcții [6.2].

Rapoartele care au abordat problema încărcărilor au fost unanim de acord că trebuie făcute eforturi pentru a cunoaște date statistice cît mai multe asupra încărcărilor reale și supraîncărcărilor ce se produc în construcții, pentru a putea elabora legi statistice de distribuție a acestora.

De asemenea, s-a atras atenția [6.2] că este foarte important să se controleze și să se limiteze nivelul acestor încărcări în construcții, pentru a evita depășirea lor.

În cadrul unor organisme internaționale ca CIB (comisia W. 23), ISO ș.a., precum și în o serie de țări, există preocupări intense pentru determinarea încărcărilor pe baze statistice. Acțiunea comportînd lucrări foarte laborioase, trebuie continuată pe bază de colaborări internaționale.

d) *Schema statică de calcul a structurilor* și tipuri de structuri recomandate pe diferite construcții au format, de asemenea, obiectul unor rapoarte.

O dată cu evoluția mecanicii construcțiilor s-a ajuns la scheme de calcul din ce în ce mai perfecționate și, prin folosirea ordinatoarelor, există posibilitatea de a trece treptat de la calculul fiecărei părți componente a unei structuri, la calculul unui sistem în ansamblu, ceea ce va permite crearea unor structuri mai rezistente, mai sigure, mai durabile și totodată mai ușoare și mai economice [6.3].

Cu toate progresele făcute în domeniul calculului, este necesar să se recurgă și la cercetări pe modele, pentru a cunoaște comportarea reală a structurilor; în acest domeniu s-au făcut mari progrese prin folosirea tehnicii moderne de încercare, combinată cu utilizarea calculatoarelor [6.10].

Importanța studiului și cunoașterii *comportării reale a structurilor* devine mai acută în cazul structurilor moderne, ușoare, calculate după noile metode de calcul, unde gradul de siguranță este mai redus [6. 2]. Pentru cunoașterea comportării reale a structurilor trebuie ca, paralel cu studiul și încercarea elementelor componente, să se întreprindă și încercări pe ansambluri de structuri, atît pe modele la scară redusă, cît și în mărime naturală, ori de cîte ori este posibil [6. 10].

Totodată se atrage atenția că în sistemele industrializate de construcție, alegerea schemei statice a clădirilor trebuie făcută în strînsă legătură cu procedeul tehnologic de execuție, care capătă o importanță deosebită, iar rolul inginerului constructor statician este dublat de cel al inginerului constructor tehnolog ([6.1], [6.6], [6,13]), care devine elementul cel mai dinamic al echipei de proiectanți [6.1].

În ceea ce privește *tipurile de structuri*, rapoartele s-au referit mai mult la construcții de locuințe. În raportul de bază [6.1] se apreciază că pentru clădirile de locuit cu pînă la 10 niveluri și chiar 20 de niveluri, cea mai convenabilă rămîne încă, pentru viitorii 30 de ani, structura cu pereți portanți de beton armat, formînd diafragme pe ambele direcții.

Peste 20 de niveluri apare avantajoasă structura cu turn central rigid, din beton armat și fațade ușoare, degajate, din materiale noi pe schelet mixt sau metalic.

Deocamdată, pînă la apariția structurilor din masă plastică, care sînt încă totuși de domeniul viitorului (peste 30 de ani), nu se întrevede o schimbare revoluționară în structura și sistemul de execuție ale clădirilor de locuit.

Raportul de răspuns [6.6] arată că, pentru Japonia, imobilele de locuit pînă la 8 etaje se execută din panouri mari de beton armat, care sînt suficient de rezistente și ductile pentru acțiuni seismice, dacă diafragmele sînt bine amplasate și îmbinările bine studiate. Pentru imobile mai înalte, pînă la 20 de etaje, se folosesc structuri cu schelet metalic și pereți de contravîntuire din panouri prefabricate de beton armat.

O problemă mai deosebită legată de anumite tipuri de structuri, și a siguranței în general, ridicată de unele rapoarte ([6.1], [6.12]) și în discuții, a fost aceea a necesității de a preveni *„prăbușirea în lanț" (progressive collapse)*, respectiv de a limita extinderea dezastrului, cînd o solicitare accidentală — de ex. o explozie (cazul *Ronan Point* din Anglia) — a eliminat o parte limitată din structura unei clădiri prin formarea de noi echilibre.

Pentru înlăturarea distrugerii în lanț sînt posibile mai multe soluții, între care au fost menționate: limitarea distrugerii primare — datorită exploziei — la 1...2 elemente portante, sau dimensionarea elementelor pentru a rezista la explozie, sau o combinare între acestea [6.12.]. Problema este desigur complicată, deoarece — pe de o parte — solicitările accidentale nu pot fi prevăzute și — pe de altă parte — apar costuri suplimentare.

S-a subliniat însă că un sistem din panouri mari trebuie să dispună de îmbinări corespunzătoare (mustăți sudate și betonare adecvată), care să poată prelua asemenea solicitări, în mod economic, și să evite — astfel — prăbușirea în lanț, chiar în cazul distrugerii unor elemente.

De aici rezultă însă, din ce în ce mai mult, că, în calculul structurilor, inginerul constructor, care pînă în prezent s-a interesat numai de aspectul static al fenomenelor, trebuie să țină seama și de *efectele dinamice* sub formă de șocuri sau succesive (repetate sau alternante) în care intervine și parametrul timp, cum sînt solicitările din vînt, cutremur, mașini, explozii etc. [6.5].

O altă problemă legată de calculul static și comportarea structurilor pentru clădirile înalte a fost aceea a *aportului informaticii*, prin folosirea ordinatoarelor, la efectuarea acestui calcul [6.11], în special în cazul *clădirilor înalte pentru birouri*, unde apar cele mai complicate probleme legate de: înălțime mare; necesitatea creării unor spații libere, deci structuri degajate, fără pereți plini; aer condiționat; stabilitate și rezistență la forțe orizontale etc.

În acest scop apare și necesitatea unui sistem integrat de programe de calcul, prin dezvoltarea de *„software"*, avînd ca scop de a permite inginerului constructor să rezolve concomitent și complet toate problemele, găsind soluții optime, din toate punctele de vedere, printr-o co-

municare și interacțiune efectivă cu computerul.

Apariția sistemelor integrate de calcul și existența programelor care permit calculul static al oricăror structuri deschid căi noi pentru inginerul constructor și pentru arhitect, dîndu-le posibilitatea să conceapă forme și estetici noi de construcție, practic nelimitate, din punct de vedere al posibilităților de calcul, dacă îndeplinesc condiția de a fi valabile din punct de vedere static [6.11].

O ultimă problemă, legată de teoria de calcul al structurilor, a fost aceea a *avariilor și defectelor* care scot din lucru o structură [6.3]. S-a accentuat că inginerii constructori sînt tributari studiului avariilor survenite în propriile lor lucrări sau ale altora și că este cît se poate de important și instructiv ca avariile construcțiilor să fie consemnate cu îngrijire în arhivele tehnice, cu analiza obiectivă a cauzelor care le-au provocat și a posibilităților care le-ar putea evita.

Problema analizei avariilor devine și mai importantă azi, cînd se folosesc materiale și procedee noi, prefabricate ușoare etc., la care rezervele de siguranță sînt mai mici, deoarece cu cît metodele de calcul și procedeele de execuție sînt mai dezvoltate, cu atît pericolul de acumulare a erorilor este mai mare [6.3].

Rapoartele de la tema ,,Statica'' au conținut și o serie de propuneri privind obiectul viitoarelor cercetări, la care trebuie să colaboreze specialiști din toate țările, în cadrul organismelor internaționale de specialitate: CIB (Comisia W. 23 și W. 23 A), CEB, RILEM, ISO, AIPC, CEACM, IASS, UEAtc

7. *Tema nr. 7* — Focul

La această temă s-au prezentat nouă rapoarte: un raport de bază și opt rapoarte de răspuns (v. bibliografia).

Majoritatea raportorilor au pus în evidență importanța comportării la foc a construcțiilor, care justifică și activitatea comisiei CIB W. 14.

Problemele mai importante din acest domeniu, tratate în rapoarte, pot fi grupate astfel [7.1]:

— rezistența la foc (specifică elementelor de construcții) ([7.1], [7.2]);

— rezistența la foc sau, mai corect, ansamblul de caracteristici specifice comportării la foc a materialelor de construcții ([7.2], [7.4]);

— fumul și gazele toxice, inclusiv studiul vitezei și mișcării fumului ([7.1] [7.2], [7.3], [7.9]);

— focul în compartimente izolate [7.1];

— încercări pe fațade;

— metodologia de încercare și interpretare a rezultatelor [7.6];

— calculul structurilor portante [7.7] și de compartimentare [7.6] a clădirilor supuse unui incendiu;

— calculul probabilistic bazat pe studii statistice sub aspectul economic al prevenirii incendiilor [7.5].

În momentul de față, domeniul în care s-au făcut progrese importante pe plan mondial este acela al cercetării rezistenței la foc a elementelor de construcție, existînd tendințe de îmbunătățire a metodologiei actuale, de ex: prin adoptarea unei curbe de timp-flux de căldură [7.1] în locul celei de temperatură-timp.

Se pune în același timp problema considerării modului real de lucru al elementelor încercate în exploatare [7.1], atrăgîndu-se atenția și asupra importanței separatoare a elementelor de construcție [7.4].

S-a relevat că studiul comportării la foc a materialelor de construcție constituie o parte separată de cel al comportării elementelor [7.4], trebuind să atace o complexitate de caracteristici specifice, cuprinse în noțiunea de ,,*reacție la foc*'' a materialelor [7.2], pentru a căror precizare mai sînt necesare cercetări.

De asemenea, problema focului și a gazelor toxice este foarte importantă, dar încă insuficient studiată [7.4], mai ales la clădirile înalte, unde casa scării și golurile de ascensor și ventilații măresc tirajul.

În concluzie, trebuie reținut că, în esență, scopul activității de cercetare în domeniul focului este limitarea riscului sub toate aspectele, ceea ce implică, pe lîngă cercetările destinate măririi rezistenței la foc a construcțiilor, cercetări complexe și în ceea ce privește cauzele incendiului, metodele de semnalizare automată, protecția căilor de acces și evacuare, mijloace de stingere. În final, ar trebui să se ajungă, pe baza unor studii statistice în cadrul colaborării internaționale, la un calcul riguros al construcțiilor, din punct de vedere al prevenirii incendiului (,,*fire engineering design*'') [7.4].

8. *Tema nr. 8* — Economia construcțiilor

La această temă au fost prezentate 10 rapoarte: trei rapoarte de bază și șapte rapoarte de răspuns (v. bibliografia)

Problema economiei construcțiilor a fost abordată în rapoarte și discuții, atît sub aspectul mai larg al economiei generale, cît și în sensul mai restrîns al mijloacelor care permit să se construiască mai economic.

Sub ambele aspecte, nu trebuie să se piardă din vedere că economia construcțiilor nu poate fi decît un bilanț global al întregului proces de construcții, care este alcătuit din o serie de operații succesive, fiecare din ele avînd legătură cu cele anterioare și impunînd condiții pentru cele următoare, astfel încît nu pot fi făcute socoteli parțiale, ci trebuie să se urmărească costul final [8.8].

Din acest punct de vedere, se subliniază că ,,*a construi economic*'' presupune executarea de construcții de o valoare și calitate determinată sau superioară, cu cheltuieli mai mici, înțelegînd prin valoarea construcțiilor, *valoarea de utilizare* pentru cei care folosesc construcțiile, sub toate aspectele (exigențe, mediu ambiant etc.), inclusiv costurile de întreținere [8.3].

Pentru a putea înțelege mai bine, sub acest aspect, noțiunea de economie a construcțiilor, aceasta trebuie legată de *activitatea de construcții în general* și de problemele acesteia.

Majoritatea raportorilor și celor ce au luat parte la discuții au considerat activitatea de construcții ca un proces complex, realizat prin participarea a numeroși factori (beneficiari, proiectant, executant și utilizator), și care se întinde pe o perioadă lungă de timp și cuprinde mai multe faze ce pot fi grupate pe trei etape principale: etapa pregătitoare, înainte de începerea construcției propriu-zise, etapa de construcție și etapa de exploatare (perioada de viață a construcției) ([8.3], [8.5], [8.8]).

Între toate aceste etape și activitățile aferente există o strictă interdependență și o subordonare față de ansamblul procesului, astfel ca activitățile să se asambleze cît mai economic, în cadrul unei cooperări și coordonări inteligente, care să ducă la o economicitate maximă.

Rezultă de aici că economia construcțiilor trebuie să intervină în toate aceste faze, pentru a obține rezultate corespunzătoare, prin măsuri care privesc pe toți factorii ce contribuie la procesul de pregătire, construcție și exploatare [8.3] și deci de-a lungul întregii vieți a acesteia [8.5], căutîndu-se soluția rațională printr-o operație de optimizare a costului final [8.8].

Mijloacele pentru reducerea costului construcțiilor pot fi determinate în mod rațional dacă se are în vedere întregul proces de construcție, așa cum a fost menționat.

În această problemă au existat și unele păreri contradictorii în rapoartele prezentate, unele din ele accentuînd în mod unilateral importanța numai a unora din fazele și activitățile care compun procesul de construcție.

Astfel, raportul de bază [8.1] pune accentul pe soluțiile tehnice și tehnologice ale realizării construcțiilor propriu-zise, considerîndu-se că acestea pot duce la o creștere rapidă a productivității muncii în construcții. Pe această linie, cercetările prospective din R.D.G. au dus la concluzia adoptării unor soluții de *structuri ușoare și economice*, ca o a doua etapă a industrializării, care se bazează pe materiale de calitate superioară (oțeluri de înaltă rezistență, mase plastice, silicați ușori, materiale fibroase etc.), produse în masă cu mijloace automatizate, pe elemente prefabricate ușoare din materiale combinate, complet echipate și finisate, folosind tehnologii unificate și automatizate pentru montaj, cu complexe de măsuri în lanț.

Pe de altă parte, în alt raport de bază [8.3] se pune accentul pe îmbunătățirea valorii de utilizare, respectiv a confortului și calității construcției în ansamblu, considerîndu-se că progresul tehnic este valabil numai dacă se asigură îmbunătățirea calității construcțiilor la același cost și că reducerea costului în serie nu prezintă interes dacă se diminuează confortul și calitatea. În acest sens, se insistă asupra conceptului global al procesului de construcție și deci al valorii clădirilor, care trebuie să includă, pe lîngă costul de construcție propriu-zis, și cheltuielile de întreținere, precum și costurile de amenajare a mediului ambiant.

Această dezbatere, care a suscitat vii discuții, a dus la concluzia că, fără a subestima ceilalți factori economici ai procesului global de construcție, nu trebuie să se uite că totuși, în zilele noastre, *tehnologia* are o influență decisivă asupra costului construcțiilor și deci trebuie să se facă eforturi susținute pentru progres, pentru a trece din stadiul de artizanat în stadiul industrial.

BIBLIOGRAFIE

Tema nr. 3 — Acustica

[3.1] R. Josse (Franţa) : Raport de bază — *Cercetarea acustică şi clădirile.*
[3.2] J. Lang (Austria) : Raport de răspuns — *Acustica în construcţii.*
[3.3] L. Montfort (Belgia) : Raport de răspuns — *Cercetarea şi confortul acustic.*
[3.4] J. Pujolle (Franţa) : Raport de răspuns — *Cercetarea acustică şi clădirile.*
[3.5] J. Sadowski (Polonia) : Raport de răspuns.
[3.6.] T.J. Schultz (SUA) : Raport de răspuns.
[3.7] M.B. Kossitsin (URSS) : Raport de răspuns — *Cercetări acustice în construcţii.*
[3.8] V. Barcs (Ungaria) : Raport de răspuns — *Acustica.*

Tema nr. 4 — Higrotermica

[4.1] B. H. Vos (Olanda) : Raport de bază — *Transferul de căldură şi umiditate în materiale.*
[4.2] Jumentier Cl. (Franţa) : Raport de răspuns.
[4.3] Künzel H. (R. F.a Germaniei) : Raport de răspuns — *Comentarii asupra unor teze întocmite de B. H. Vos asupra transferului de căldură şi umiditate în materiale.*
[4.4] Mandorff S. (Suedia) : Raport de răspuns — *Metodă pentru evaluarea măsurilor în care o locuinţă răspunde cerinţelor de performanţă termică.*
[4.5] Treit A. (Norvegia) : Raport de răspuns — *Propagarea căldurii şi umidităţii în materiale.*
[4.6] Barcs V. (Ungaria) : Raport de răspuns — *Cunoaşterea datelor naturale şi cerinţele de exploatare : higrotermica.*
[4.7] Longworth A. L. (Anglia) : Raport de răspuns — *Efectele vîntului şi radiaţiei solare asupra comportării termice a construcţiilor.*

Tema nr. 5 — Informatica

[5.1] K. L. De Vries (Olanda) : Raport de bază — *Tratarea informaţiei.*
[5.2] T. J. Griffiths (Anglia) : Raport de răspuns — *Tratarea informaţiei — Dar care informaţie ?*
[5.3] W. J. Reiners (Anglia) : Raport de răspuns.
[5.4] H. P. Sundh (Norvegia) : Raport de răspuns.
[5.5] Ariane Cated : Raport de răspuns.

Tema nr. 6 — Statica

[6.1] Prof. Lewicki, W. Kukulski, S. Zieleniewski (Polonia) : Raport de bază — *Statica şi construcţiile.*
[6.2] M. G. R. Mitchell (Anglia) : Raport de bază — *Statica.*
[6.3] Prof. A. F. Smirnov (URSS) : Raport de bază — *Statica şi construcţiile.*
[6.4] J. Biétry (Franţa) : Raport de răspuns — *Observaţii asupra teoriilor siguranţei.*
[6.5] J. Despeyroux (Franţa) : Raport de răspuns — *Statica şi Dinamica.*
[6.6] T. Hisada (Japonia) : Raport de răspuns.
[6.7] C. Huet (Franţa) : Raport de răspuns — *Spre o reînnoire a construcţiilor din ceramică : structurile celulare monolite în argilă arsă.*
[6.8] Prof. S. Janicki (Polonia) : Raport de răspuns — *Statica în construcţii.*
[6.9] Dr. T. Karman (Ungaria) : Raport de răspuns — *Probleme de siguranţă în construcţii.*
[6.10] Dr. P. Lenkei (Ungaria) : Raport de răspuns — *Cîteva probleme recente relative la dimensionarea structurilor în beton armat static nedeterminate.*
[6.11] Prof. Ch. Massonnet şi G. Deprez (Belgia) : Raport de răspuns — *Contribuţia informaticii la calculul structurilor. Posibilităţi noi pentru ingineri şi arhitecţi.*
[6.12] J. Mathez (Franţa) : Raport de răspuns — *Statica construcţiilor.*
[6.13] Prof. A. Negoiţă (România) : Raport de răspuns.
[6.14] Federaţia europeană a fabricanţilor de ţigle şi cărămizi : Raport de răspuns.

Tema nr. 7 — Focul

[7.1] J. F. Fry (Anglia) coordonator al Comisiei W. 14 „Foc" a CIB : Raport de bază — *Cercetări privind focul în construcţii.*
[7.2] A. Cabret (Franţa) — Raport de răspuns.
[7.3] H. Forestier (Franţa) — Raport de răspuns.
[7.4] G. A. Herpol (Belgia) — Raport de răspuns.
[7.5] K. Kawagoe (Japonia) — Raport de răspuns.
[7.6] O. Pettersson (Suedia) — Raport de răspuns.
[7.7] I. Riabov (URSS) — Raport de răspuns.
[7.8] E. A.B. Salse şi A. H. Gustafero (SUA) — Raport de răspuns — *Rezistenţa grinzilor de beton armat în timpul incendiilor în funcţie de eforturile axiale şi de efectul continuităţii.*
[7.9] A. G. Wilson şi G. W. Shorter (Canada) : Raport de răspuns — *Problema fumului şi controlul său în construcţii.*

Tema nr. 8 — Economia construcţiilor

[8.1] Prof. H. Fritsche (RDG) : Raport de bază — *Unele aspecte economice ale cercetării asupra construcţiilor în RDG.*
[8.2] V. Kasalicky (RSC) : Raport de bază — *Economia construcţiilor.*
[8.3] Prof. W. Triebel (RFG) : Raport de bază — *Economia şi construcţiile.*
[8.4] Dr. W. J. Diepeveen (Olanda) : Raport de răspuns — *Economia aplicată în construcţii.*
[8.5] Dr. K. Fantl (Austria) : Raport de răspuns.
[8.6] J. Havas (RPU) : Raport de răspuns — *Analiza eficienţei şi problemele sale văzute sub aspectul particular al factorului timp.*
[8.7] R. Newcomb (SUA) : Raport de răspuns.
[8.8] Ch. Noël (Franţa) : Raport de răspuns: *Constrîngeri (condiţii obligatorii) care afectează economia construcţiilor.*
[8.9] Dr. M. Sumichrast (SUA) : Raport de răspuns.
[8.10] J. Szöke (RPU) : Raport de răspuns — *Probleme ale măsurării valorii de întrebuinţare în legătură cu calculul productivităţii.*

Simpozionul Asociaţiei de poduri şi şarpante (A.I.P.C.)

FABRICAREA IN SERIE A CONSTRUCŢIILOR METALICE

Praga, septembrie 1971

Conf dr. ing. **CONST. DALBAN**
Institutul de construcţii Bucureşti

1. INTRODUCERE

În zilele de 23 şi 24 septembrie 1971 s-a desfăşurat la Praga simpozionul Asociaţiei de Poduri şi Şarpante cu tema generală ,,Fabricarea în serie a construcţiilor metalice''.

Lucrările s-au desfăşurat în cadrul a patru subteme :

- Tehnologia de fabricaţie
- Concepţia proiectului
- Realizări în domeniul construcţiilor civile şi industriale
- Realizări în domeniul podurilor.

Rapoartele introductive ale celor patru subteme au făcut obiectul unei publicaţii speciale, ele cuprinzînd sinteza rapoartelor participanţilor, precum şi unele consideraţii generale şi concluzii referitoare la rapoarte.

Un prim lot de 36 de referate prezentate de autori din 13 ţări au fost publicate în raportul preliminar. Unii din autorii acestor referate au luat parte la discuţii, prezentînd aspecte ale problemelor tratate în referate.

Alte comunicări au fost, de asemenea, prezentate în rezumat însoţite de proiecţii. Acestea urmează a fi publicate în raportul final al simpozionului. În această categorie a intrat şi lucrarea ,,Probleme ale tipizării elementelor de construcţii metalice pentru hale industriale în România'', elaborată de conf. dr. ing. C. Dalban (Institutul de Construcţii Bucureşti) şi ing. Cristea Pascu (şef sector IPROMET).

Din ţara noastră au luat parte la simpozion şase persoane ; din Institutul de Construcţii a participat de asemenea prof. ing. Panait Mazilu, membru în Comitetul permanent al A.I.P.C.

2. PROBLEME TRATATE ÎN CADRUL SIMPOZIONULUI

Simpozionul a avut ca tematică de bază problema construcţiilor metalice executate în serie.

Au fost analizate efectele economice ale realizării în serie, stabilindu-se în acelaşi timp condiţiile în care construcţiile sau elementele de construcţie apar mai avantajoase prin prefabricarea în serie, în raport cu modurile clasice de rezolvare.

Aceste probleme, analizate în cadrul unor referate prezentate de participanţi din diferite ţări, au arătat care sînt condiţiile de execuţie din fiecare ţară în parte, punînd în evidenţă situaţiile în care prefabricarea apare interesantă sub aspect tehnic şi economic, permiţînd a reliefa trăsăturile economice ale ţărilor respective, în special în ceea ce priveşte raportul între costul manoperei şi al materialului.

2.1. Subtema 1. Tehnologia de fabricaţie

În cadrul acestei teme au fost prezentate principalele perfecţionări aduse în ultima perioadă maşinilor-unelte şi utilajelor folosite pentru executarea diferitelor operaţii la construcţii metalice, cît şi îmbunătăţirile aduse procesului tehnologic propriu-zis.

S-a subliniat că eficienţa unei execuţii în serie este legată în primul rînd de introducerea unor instalaţii de mare productivitate, a unor maşini speciale şi a unor automate ; acestea însă nu pot da randamentul corespunzător decît în cazul unui număr mare de piese identice.

O comparaţie între uzinarea elementelor de construcţii metalice şi a pieselor de construcţii mecanice pune în evidenţă unele deosebiri substanţiale.

În domeniul pieselor pentru maşini s-au făcut în ultima perioadă o serie de progrese remarcabile privind automatizarea proceselor de producţie cu caracter de masă. Au fost introduse programe pentru fabricare în flux continuu pentru maşini cu sistem numeric de înmagazinare a informaţiilor cu benzi perforate sau cu bandă magnetică, putînd fi astfel executate şi piese diferite, dar cu o structură de bază asemănătoare.

Construcţiile metalice diferă de construcţia pieselor de maşini în unele privinţe, mai ales prin forma mai simplă şi prin toleranţele mai mari, prin greutatea mai mare a elementelor şi mai ales prin numărul mai mic de piese. Ca atare, transpunerea experienţei existente în domeniul construcţiei de maşini la construcţiile metalice nu mai este posibilă. O cerinţă majoră la uzinarea construcţiilor metalice este flexibilitatea instalaţiei, cu posibilitatea unei adaptări rapide la alţi parametri, deoarece în multe cazuri este vorba de piese asemănătoare şi nu de piese identice.

Un progres în raţionalizarea producţiei se poate realiza prin concentrarea unor piese cu aceeaşi tehnologice şi cu o greutate proprie nu prea mult diferită pe linii tehnologice de fabricare pentru a asigura un flux de fabricaţie mai rapid. Este posibil ca unele lucrări să fie automatizate şi să se facă o economie sensibilă în transportul intern şi în timpul de aşteptare. Aceasta impune, evident, ca prin proiectare să se asigure o uniformitate a elementelor metalice.

Execuţia în serie pe maşini automate a elementelor de construcţii metalice poate avea avantajul interşanjabilităţii elementelor (cu condiţia unei proiectări adecvate), eliminîndu-se premontajul în uzină.

În ceea ce priveşte gradul de specializare şi automatizare a prefabricării, acesta depinde de condiţiile economice ale fiecărei ţări în parte. Cu cît numărul de piese asemenea şi costul manoperei sînt mai mari, cu atît devine mai avantajoasă automatizarea proceselor de producţie.

În cadrul luărilor de cuvînt au fost reliefate o serie de realizări din diferite ţări, din care au rezultat posibilităţile măririi randamentului în producţia de masă a elementelor de construcţii metalice.

Unele referate s-au ocupat de organizarea fluxului de fabricaţie. Au fost arătate rezultatele unor studii şi a experienţei existente privind rezolvarea în plan a secţiilor şi a liniilor de fabricaţie din secţiile moderne cu indici de productivitate ridicate. S-au arătat posibilităţile de realizare concomitentă şi eficientă, în aceeaşi uzină, a elementelor de serie mare şi a celor de serie mică.

Discuţiile au fost ilustrate de prezentarea unor realizări în domeniul instalaţiilor şi a maşinilor pentru executarea în masă a elementelor de construcţii metalice:

— instalaţii privind protecţia iniţială a materialului metalic laminat în depozitele de construcţii metalice prin acoperirea acestora cu anumite substanţe protectoare ;

— maşini pentru tăiere prin copiere cu ajutorul instalaţiilor cu celule fotoelectrice ;

— mașini pentru găurire cu comandă pe bază de coordonate ;

— sudarea automată prin folosirea diferitelor procedee moderne de mare productivitate.

Au fost, de asemenea, prezentate instalații complexe pentru producerea de elemente finite :

— O instalație pentru realizarea prin sudare a grinzilor cu secțiune plină (Austria), în care metalul din inimă și tălpi este adus sub formă de rulouri, derularea, îndreptarea și sudarea prin presiune a tălpilor de inimă executîndu-se în aceeași mașină.

— O instalație pentru executarea stîlpilor de mare greutate, cu secțiuni deschise sau închise (SUA, Japonia).

— O instalație (Vöest-Austria) pentru executarea automată a unor grinzi cu zăbrele din profile cu pereți subțiri, începînd cu derularea benzii, continuînd cu îndreptarea și formarea profilelor și încheindu-se cu sudarea diagonalelor de tălpi.

2.2. Subtema 2. Concepția proiectului

O importanță deosebită în fabricarea în serie a elementelor de construcții metalice o are proiectarea. În cadrul discuțiilor au fost analizate unele principii aplicabile proiectării tuturor construcțiilor metalice susceptibile de a fi fabricate în serie, precum și unele particularități ale unor structuri speciale.

Se pot distinge trei tipuri de construcții tipizate :

a) Construcții individuale care folosesc elemente asemănătoare din punct de vedere al tehnicii de uzinare.

b) Construcții care folosesc elemente tipizate.

c) Construcții de serie tipizate.

Primul sistem constituie o treaptă primară a proiectării tipizate a construcțiilor, în general, și a construcțiilor metalice, în particular.

Cel de-al doilea sistem permite o producție de serie mai mare, elementele tipizate putînd intra în multiple combinații pentru a realiza diferite construcții. Desigur că acest sistem depinde și de conjuctura economică a fiecărei țări în parte. Este necesară o prospectare atentă a viitorului pentru a se vedea cîtă vreme elementul respectiv va fi competitiv pentru a face unele investiții mai costisitoare în automatizarea producerii lui.

Cazul al treilea se referă la acele construcții pentru care se prevede o amplă folosire, fără modificări de la o situație la alta. Astfel de proiecte necesită, mai ales în unele țări, o analiză atentă de perspectivă privind folosirea lor pe o durată mai lungă și uzinarea lor într-un număr suficient de mare, care să justifice cheltuielile legate de automatizarea și profilarea producției.

Sînt prezentate o serie de studii efectuate în acest sens, în care sînt reunite cele două etape de calcul : calculul de dimensionare a elementelor și calculul economic. A fost stabilit un program care cuprinde calculul static și calculul de preț pentru hale și construcții cu etaje. Se subliniază însă că, pentru a se obține un proces de optimizare rapid convergent, este necesar ca inginerii care sînt antrenați să lucreze la acest program, trebuie să aibă o mare experiență practică. Este limpede că acest mod de calcul nu face inutilă experiența și intuiția specialiștilor rutinați, ci devine doar un auxiliar deosebit de util, degajîndu-i pe aceștia de o muncă obositoare și permițîndu-le să cîștige timp pentru activități cu caracter creator.

Există și unele inconveniente ale proiectării de elemente tipizate, mai ales pentru hale tipizate ușoare din metal. Prescripțiile europene prevăd, pentru aceeași țară, încărcări cu zăpadă mergînd de la simplu la triplu, în funcție de poziția geografică. În acest mod, la un grad mare de tipizare se poate ajunge, în unele cazuri, la o proiectare neeconomică.

Mai sînt și alte impedimente obiective sau subiective la acțiunea de tipizare (individualismul proiectanților, psihologia beneficiarilor etc.). Este necesar însă ca, în scopul măririi productivității în domeniul executării construcțiilor, aceste tendințe să fie subordonate, în limite rezonabile, ideii de tipizare.

2.3. Subtema 3. Realizări în domeniul construcțiilor civile și industriale.

În cadrul acestei teme au fost prezentate numeroase exemple de proiecte sau de lucrări executate pe baza folosirii de elemente tipizate care au permis, într-o măsură mai mică sau mai mare, executarea în serie a construcțiilor metalice. În grupa realizărilor au predominat structurile metalice pentru hale parter, pentru industrie sau cu alte destinații.

Un grup important l-au constituit structurile de șarpante de acoperiș în formă de rețele spațiale. Acest sistem a fost proiectat și executat îndeosebi în R. D. Germană, în R. S. Cehoslovacia și Statele Unite ale Americii, unde s-au realizat o serie de lucrări interesante. A fost pusă la punct rezolvarea nodurilor și tipizarea barelor, astfel încît structurile să prezinte posibilități ușoare de asamblare pe șantier și de montare a unor subansambluri de mari dimensiuni încheiate la sol ; astfel de subansambluri au ajuns la dimensiuni de 35,4 × × 98,5 m avînd o greutate totală de 188 t (R.S.C.). Soluțiile optime s-au obținut prin folosirea calculatoarelor electronice ; fabricarea a avut un caracter de masă (lanț), iar pentru unele piese un caracter de producție în serie.

Structurile în boltă sau cupolă, realizate în rețele de țevi și cu noduri tipizate, au constituit o altă grupă de structuri exemplificative în cadrul lucrărilor.

Tipizarea structurilor clasice, realizate din structuri cu elemente plane, nu a lipsit din cadrul expunerilor. Au fost prezentate o serie de soluții de proiecte tipizate și lucrări executate, atît pentru hale din industria grea (U.R.S.S.), cît și pentru hale ușoare pentru diferite scopuri (R.D.G., S.U.A., India etc.).

În această categorie s-a încadrat și lucrarea prezentată de conf. dr. ing. C. Dalban și ing. Pascu Cristea și care s-a referit atît la tipizarea elementelor halelor cu structură din laminate, cît și la hale avînd scheletul de rezistență total sau parțial din profile cu pereți subțiri formate la rece, proiectate și executate în R.S.R.

Un deosebit interes au prezentat structurile de clădiri de locuințe sau moteluri (S.U.A., Suedia. R. S. Cehoslovacia), realizate din panouri sandviș din tablă cutată izolate termic. Aceste clădiri se livrează în unități separate. O unitate este reprezentată în grupul baie-bucătărie, la care se pot adăuga celelalte unități constituind camerele propriuzise și care se pot livra la comandă în numărul dorit de încăperi.

2.4. Subtema 4. Realizări în domeniul podurilor

Deși podurile au un caracter de lucrări unicat, tipizarea și producția în serie au fost posibile în anumite cazuri.

Într-o primă categorie a podurilor complet standardizate intră platelajele demontabile și transportabile, care în general sînt realizate din panouri de dimensiuni reduse putînd fi transportate cu mijloace obișnuite, precum și structuri în formă de grinzi servind drept eșafodaj la montarea grinzilor de poduri, în special a celor din beton armat.

În a doua categorie intră podurile parțial standardizate, pentru diferite străzi aeriene din marile orașe cu intensă circulație. Acestea, prin lungimea lor și prin posibilitățile de tipizare a tronsoanelor care le compun, pot fi realizate printr-o fabricare în serie.

Și la celelalte tipuri de poduri apare posibilă tipizarea unor elemente secundare (trotuare, parapete, instalații de evacuarea apelor etc.) care pot fi executate în serie de firme specializate, rezultînd avantaje de cost.

Au mai fost prezentate unele poduri tipizate, produse în serie, executate din profile laminate de dimensiuni mari și avînd platelaj din beton care asigură conlucrarea cu grinda, precum și un tip de pasarelă (Japonia) realizată în serie.

Exemple de realizări din ultima perioadă arată progresele realizate în acest domeniu.

Astfel, o producție în serie poate fi realizată la poduri suspendate de mare deschidere, la care platelajul propriuzis prezintă, în general, aceeași secțiune pe toată lungimea și poate fi executat din tronsoane prefabricate practic identice. În cazul unei soluții folosite în Danemarca, platelajul realizat în soluție cu perete plin în secțiune casetată, a permis organizarea unui proces continuu de uzinare.

În domeniul podurilor metalice cu placă de beton cu conlucrare, au fost prezentate proiecte tipizate realizate în U.R.S.S. și R.D.G., precum și unele soluții noi pentru realizarea platelajelor realizate în Japonia.

Din Franța au fost prezentate proiectele unor viaducte metalice demontabile pentru pasaje superioare.

CLĂDIRI PENTRU BIBLIOTECI ŞI LABORATOARE realizate cu aplicarea betonului armat şi betonului precomprimat prefabricat

Bibliotecile şi laboratoarele sînt esenţiale, atît pentru dezvoltarea sistemului educaţional, cît şi pentru dezvoltarea tehnico-industrială bazată pe cercetarea ştiinţifică.

Asemenea clădiri solicită deseori rezolvări structurale speciale pentru a cuprinde spaţii largi şi a prelua încărcările importante necesare.

De asemenea, clădirile trebuie să protejeze conţinutul lor, deseori de nepreţuit, împotriva tuturor riscurilor.

Din ce în ce mai mulţi beneficiari şi proiectanţi din SUA şi Canada aleg betonul armat şi betonul precomprimat prefabricat drept cel mai potrivit material de construcţie pentru asemenea clădiri, datorită caracteristicilor sale specifice — rezistenţă la foc, durabilitate, cheltuieli reduse de întreţinere uşurinţă de execuţie, investiţie redusă. Economii importante rezultă şi prin simplitatea şi rapiditatea montajului, iar uneori şi prin posibilitatea prevederii sistemelor de instalaţii în elementele structurale ale clădirii.

Exemplele arătate mai jos sînt interesante deoarece scot în evidenţă posibilităţile arhitecturale ale folosirii prefabricării la construcţii de mică repetabilitate, capacitatea acestei tehnici de a îmbrăca cerinţe funcţionale şi expresive extrem de diverse, lărgind domeniul de aplicare al industrializării în construcţii în condiţiile unei rentabilităţi evidente.

BIBLIOTECA McLENNAN
Universitatea McGill, Montreal (Canada)

Structura de rezistenţă a clădirii este alcătuită din stîlpi masivi cu gol central (în care se amplasează toate sistemele de instalaţii), legaţi cu grinzi Vierendeel dispuse pe două direcţii, pe care reazemă, la rîndul lor, elementele planşeului.

Faţadele exprimă clar soluţia constructivă, stîlpii ieşind puternic în relief. Închiderea se realizează cu 800 de panouri mari prefabricate cu fereastră de 2,75 × 3,05 m (fig. 1).

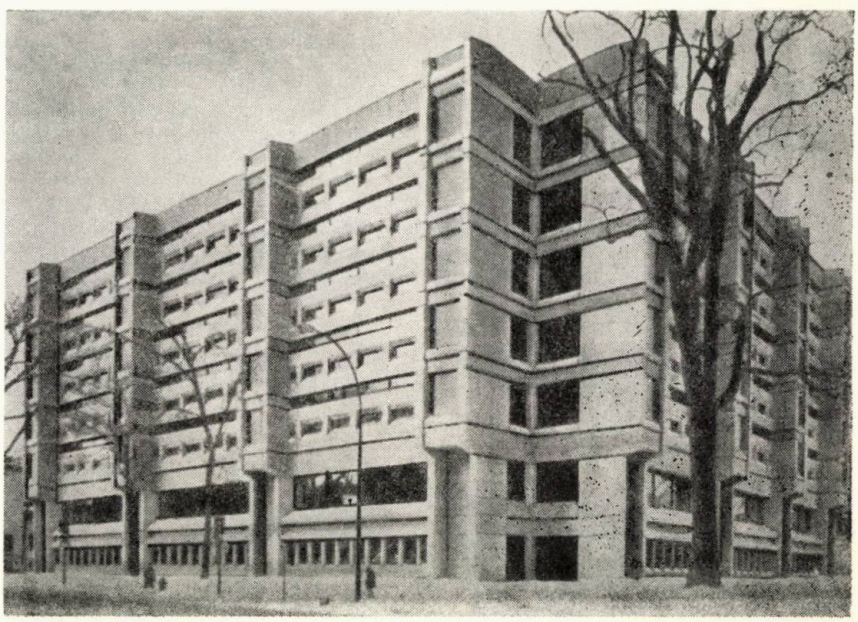


Fig. 1

FILIALA DIN PALO VERDE A BIBLIOTECII PUBLICE DIN PHOENIX

Arizona (S.U.A.)

Structura extrem de simplă a acestei clădiri integral prefabricate, care nu cuprinde nici un fel de stîlp exterior, a dus la folosirea repetată a soluției. Ca argumente pentru decizia adoptată, beneficiarii au invocat durabilitatea, întreținerea ieftină, investiția inițială redusă, calitatea elementelor componente, expresivitatea aspectului, exploatarea comodă și spațiile largi asigurate prin deschiderile mari ale prefabricatelor de beton precomprimat.

Clădirea este acoperită cu elemente TT peste sălile mici și elemente T cu talpa de 2,40 m lățime peste sala mare de lectură de 600 m², toate elementele rezemînd pe panouri portante de perete cu fața văzută (fig. 2 a).

Trebuie scos în evidență modul în care s-au dispus instalațiile electrice și de condiționare a aerului, între inimile grinzilor T, simplificînd lucrările și reducînd costurile (fig. 2 b).

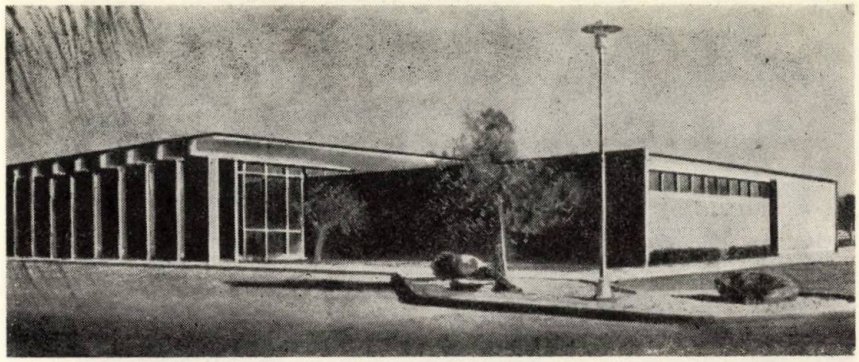


Fig. 2 a ▲

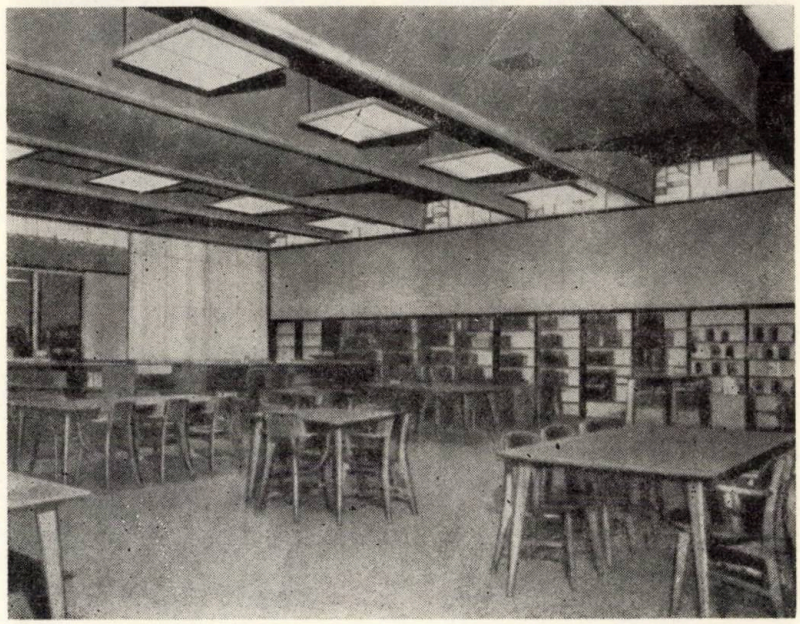


Fig. 2 b ▼

BIBLIOTECA HUDSON VALLEY COMMUNITY COLLEGE

Troy, New York (S.U.A.)

Din cauza fondurilor limitate, soluția constructivă a acestei clădiri cu parter și două etaje s-a ales de o simplitate extremă, cu integrarea totală a instalațiilor în schema structurii.

Stîlpii prefabricați jumelați, continui pe întreaga înălțime a clădirii, dispuși la interax de 6,90 m, asigură amplasarea tuturor conductelor verticale în spațiul dintre cele două ramuri independente. La nivelul fiecărui etaj și al acoperișului, ramurile stîlpilor sînt chertate pentru a permite introducerea unor perechi de juguri, fixate prin bulonare de stîlpi.

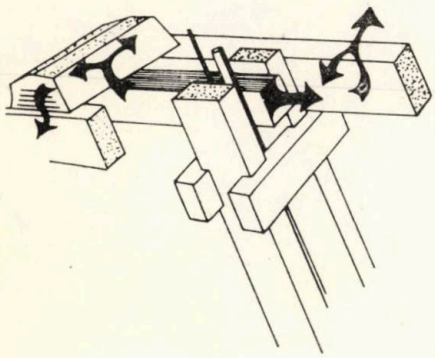


Fig. 3 a

Stîlpii s-au asamblat la sol cu jugurile montîndu-se apoi pe fundații. Grinzile perechi reazemă pe juguri și sînt solidarizate cu stîlpii prin bulonare. În spațiul dintre perechile de grinzi se dispun diferitele instalații (fig. 3 a).

Planșeele și acoperișul sînt realizate cu elemente TT de 12,40 m deschidere, între inimile cărora s-au amplasat canalele finale de distribuție a aerului condiționat și corpurile de iluminare.

Toate elementele prefabricate au rămas nefinisate, cu excepția unei sablări superficiale pentru uniformizarea aspectului (fig. 3 b).

BIBLIOTECA UNIVERSITĂȚII DIN INDIANA

Bloomington, Indiana (S.U.A.)

Caracteristica acestei clădiri o constituie fațadele blindate ale corpurilor principale realizate din panouri mari cu fața văzută, placate cu plăci din calcar (fig. 4) pentru a asigura o unitate de tratare a suprafețelor cu o serie de clădiri mai vechi ale universității, placate cu piatră la exterior.

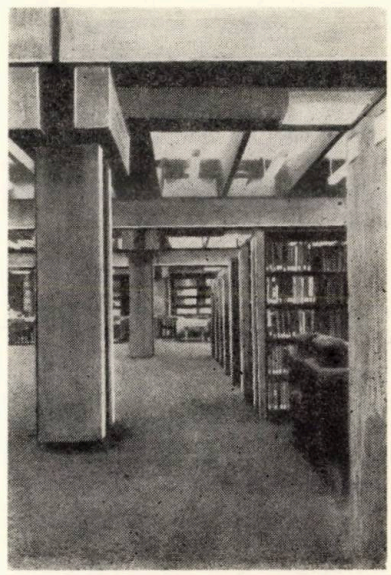


Fig. 3 b

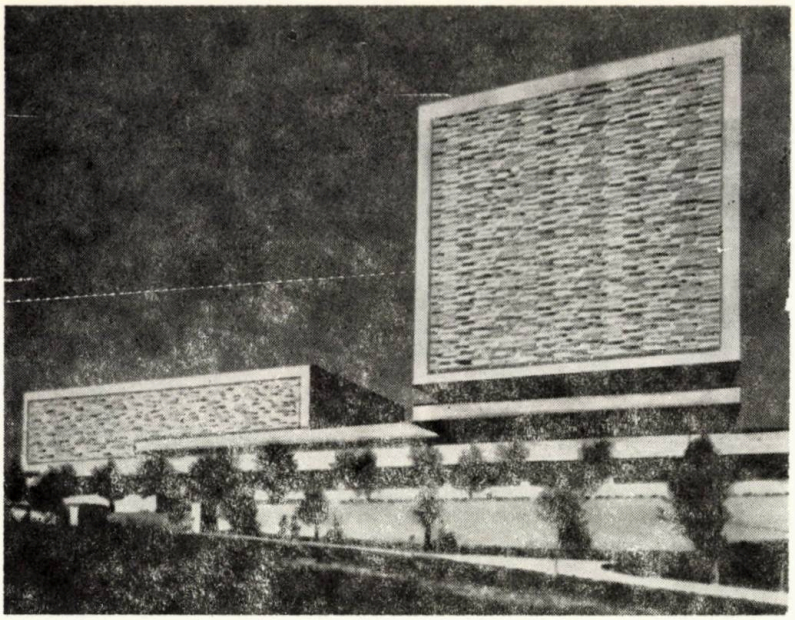


Fig. 4

Pentru realizarea panourilor mari, în cofraj se dispun mai întîi cele cca 30 de plăci ale feţei văzute, după aranjamentul particular prevăzut de arhitect pentru tipul respectiv de panou. Plăcile de calcar de diferite dimensiuni au grosimi de la 5 la 20 cm, greutate de la 5 la 30 kg şi sînt aşezate astfel încît, pe lîngă jocul asizelor, se obţin şi variaţii de relief ale suprafeţei. Pentru a nu se deplasa, plăcile de piatră sînt prinse în juguri speciale în timpul turnării stratului de beton de 10 cm grosime al panoului.

Plăcile sînt prinse pe structura de rezistenţă din cadre de beton precomprimat cu buloane şi piese sudate. Cele cca 1000 de panouri s-au montat în ritm mediu de 20 de panouri pe zi, reducîndu-se cu 7 luni timpul de execuţie în raport cu metodele tradiţionale de montare a placajelor de piatră (fig. 4).

BIBLIOTECA DE ARTĂ A UNIVERSITĂŢII DIN WATERLOO
Waterloo, Ontario (Canada)

Structura se caracterizează prin varietatea soluţiilor constructive cu utilizarea extensivă a betonului precomprimat (fig. 5).

Etajul 3 este susţinut pe contur de bolţi de beton monolit precomprimat cu armătură postîntinsă, care se desfac ca un evantai din capul stîlpilor de la parter. Terasa peste etajul 3 este realizată cu grinzi TT de 12 m lungime.

Etajele superioare sînt executate cu planşee casetate din beton monolit şi închise cu panouri mari cu faţa văzută, dispuse cu intervale înguste în care se montează ferestrele.

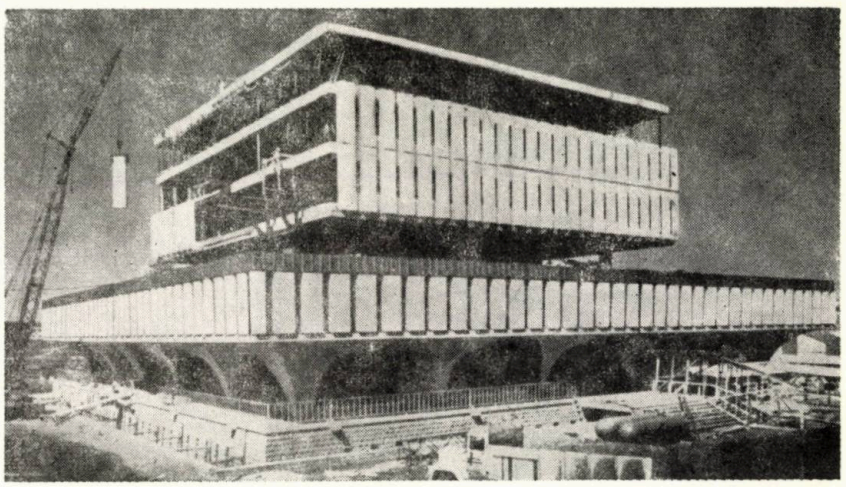


Fig. 5

LABORATOARELE WESTERN ELECTRIC-BELL TELEPHONE
Adams County, Colorado (S.U.A.)

Construcţia, avînd 10000 m² suprafaţă utilă pe două niveluri, a trebuit executată în 3 1/2 luni (1 iunie—15 septembrie).

În acest scop, întreaga clădire s-a realizat cu elemente prefabricate de beton armat şi beton precomprimat cu armătura preîntinsă.

Stîlpii s-au aşezat într-o reţea de 7,35 × 14,70 m legaţi cu grinzi pe care s-au dispus elemente TT de 61 cm înălţime, pentru planşeu, şi 46 cm înălţime, pentru acoperiş.

Pereţii portanţi şi neportanţi, aticele şi frontoanele sînt alcătuite din panouri cu faţa văzută, cu lungimea de 7,35 m (fig. 6).

Fig. 6

CENTRUL DE CERCETĂRI BIOMEDICALE AL SOCIETĂȚII DOW-CORNING
Midland, Michigan (S.U.A.)

Soluția constructivă cu prefabricare integrală s-a ales în special pentru a permite extinderea viitoare de patru ori a suprafeței laboratoarelor și pentru flexibilitate maximă în utilizarea spațiului interior.

Clădirea este acoperită cu elemente TT de 1,80 m lățime. Între inimile elementelor se dispun în tavan, alternativ conductele de condiționare a aerului și corpurile de iluminare.

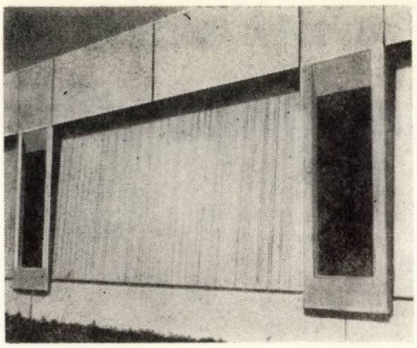


Fig. 7

Caracteristice sînt însă panourile de fațadă care, deși proiectate în vederea extinderii viitoare și cu o tratare extrem de sumară a feței văzute, sînt de o înaltă expresivitate arhitectonică (fig. 7).

EXPERIMENTAREA OPTIMIZĂRII ECONOMICE A PROIECTĂRII HALELOR INDUSTRIALE PARTER

În procesul elaborării unui proiect complex pentru o hală industrială parter se parcurg, de regulă, două etape distincte, și anume : căutarea soluției optime de proiectare și elaborarea documentației tehnice de execuție.

Pe parcursul elaborării soluției de proiectare se ivesc și se rezolvă o serie de probleme dificile datorită complexității lor. Una din aceste probleme este întocmirea modelului matematic generalizat al soluției proiectului complex. Rezolvarea problemei ar consta în elaborarea de modele matematice specializate în vederea optimizării soluțiilor de proiectare pentru părțile componente ale proiectului complex (tehnologie, arhitectură, construcție, instalații etc.)

Se apreciază că după elaborarea și experimentarea acestor modele se vor crea premise pentru alcătuirea modelului generalizat de optimizare a soluției complexe de proiectare care va reflecta specificul și influența fiecărei părți asupra indicatorilor tehnico-economici ai proiectului halei industriale parter.

Analiza specificului modelului matematic de optimizare se face în funcție de parametrii halei și de influența pe care fiecare din aceștia o au asupra cheltuielilor echivalate, elaborîndu-se pentru aceasta modelul matematic generalizat de programare.

Pentru realizarea practică a acestui model s-au determinat categorii de funcții pentru cheltuieli echivalate și s-au stabilit criterii de veridicitate pentru soluțiile optime, folosindu-se două metode de alcătuire a funcțiilor, și anume :

● Metoda analitică, potrivit căreia pentru fiecare cheltuială de construcție (stîlpi, ferme, instalații de încălzire și ventilație etc.) se determină, în mod teoretic, aspectul funcțional. Variabilele acestor funcții le constituie parametrii căutați ai soluției de proiectare. Funcția globală a cheltuielilor echivalate pentru clădire, în ansamblu, este suma algebrică a relațiilor determinate.

● Metoda statistică, cu ajutorul căreia, pe baza unui volum suficient de date de proiectare, se alege cea mai corespunzătoare relație funcțională pentru funcția de cheltuieli echivalate.

În practică, de regulă, se folosesc ambele metode întrucît, prin metoda analitică se poate determina limita minimă a funcției cheltuielilor echivalate, iar prin metoda statistică — limita maximă. Criteriul de veridicitate, în acest caz, se consideră exponentul d concordanță al funcțiilor.

Această metodă de optimizare a parametrilor halelor industriale parter este realizată în U.R.S.S. pentru calculatorul „MINSK—22", iar programul este elaborat în limbaj algoritmic „ALGOL—60". Experiențele efectuate asupra unui proiect de atelier de prelucrări mecanice au arătat că neconcordanța dintre valoarea de deviz a lucrărilor de construcții și programul de apreciere a valorii de deviz a fost de 5%, ceea ce înseamnă că metoda este suficient de precisă.

Se consideră că asemenea modele pot fi întocmite și pentru optimizarea indicatorilor naturali (consumul de oțel, armătura, consumul de manoperă etc.). Existența acestor date suplimentare face posibilă alegerea celor mai corespunzătoare soluții de proiectare, din punct de vedere economic și tehnic.

Se apreciază că principiile de bază ale acestei metode se pot aplica și pentru elaborarea de modele de optimizare pentru soluții de proiectare pentru clădiri industriale etajate.

După **Na stroikah Rossii, nr. 6, 1971**

TENDINȚE DE UNIFICARE A CLĂDIRILOR INDUSTRIALE ETAJATE

În vederea unificării clădirilor industriale etajate în U.R.S.S. a fost necesar, inițial, să se rezolve o serie de probleme premergătoare ca : determinarea tipurilor principale de clădiri etajate ; stabilirea domeniilor de utilizare a acestora și ponderea fiecărui tip față de volumul total al construcțiilor industriale etajate. Pentru clădirile mai frecvent întîlnite s-au elaborat schemele de gabarit unificate și propunerile de proiect privind soluțiile de plan-volum și constructive.

După destinație, aceste clădiri au fost împărțite în trei categorii principale, și anume : clădiri industriale etajate de producție ; clădiri etajate pentru laboratoare și clădiri etajate auxiliare (administrative, social-culturale și pentru alimentația publică). Din aceste categorii, ponderea cea mai mare, din punctul de vedere al suprafeței totale, o au clădirile industriale de producție (circa 70%).

Efectuîndu-se o analiză asupra repetabilității valorilor parametrilor principali ai celor trei categorii de clădiri, s-a observat o tendință de mărire a rețelelor stîlpilor și de sporire a numărului de etaje. Astfel, s-a constatat că cele mai răspîndite sînt clădirile de producție și cele pentru laboratoare cu deschideri pînă la 9 m, cu rețeaua stîlpilor de 6 × 6 și 9 × 6 și cu planșeul construit din grinzi cu sarcini utile de la 400 pînă la 1000 kg/m².

Se apreciază că astfel de clădiri corespund condițiilor puse de întreprinderile industriei chimice, radio-tehnice, electronice, ale construcției de aparataj, de întreprinderile industriei ușoare și, parțial, ale industriei alimentare și ale altor ramuri de industrie, precum și a laboratoarelor și institutelor de cercetări științifice cu profil industrial.

În U.R.S.S. suprafața clădirilor etajate avînd astfel de parametri reprezintă în prezent 66% din suprafața totală desfășurată a clădirilor de producție și circa 95% din aceea a laboratoarelor și a clădirilor auxiliare. În viitor, se tinde spre creșterea procentului clădirilor cu trama mare și reducerea corespunzătoare pentru cele cu trama mică.

Pentru planșeele acestor clădiri se prevede folosirea plăcilor plane intersanjabile cu nervuri și cu goluri, preferabile însă fiind (acolo unde nu contravin normelor în vigoare) plăcile plane cu goluri. Suprafețele clădirilor la care se folosesc plăcile cu goluri și cele cu nervuri sînt aproximativ egale.

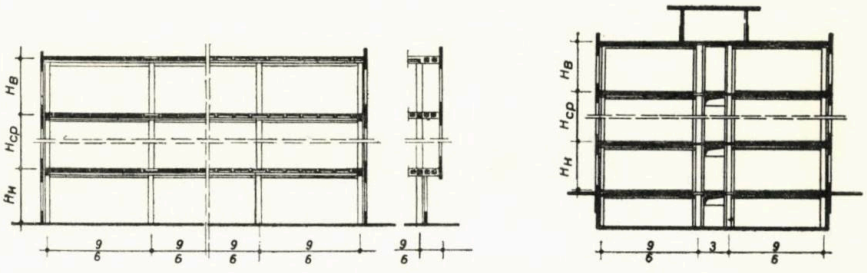


Fig. 1

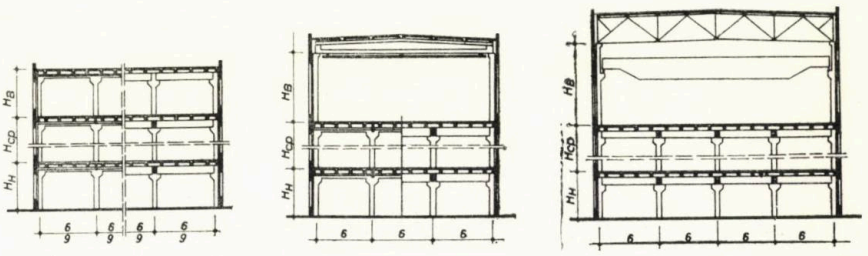


Fig. 2

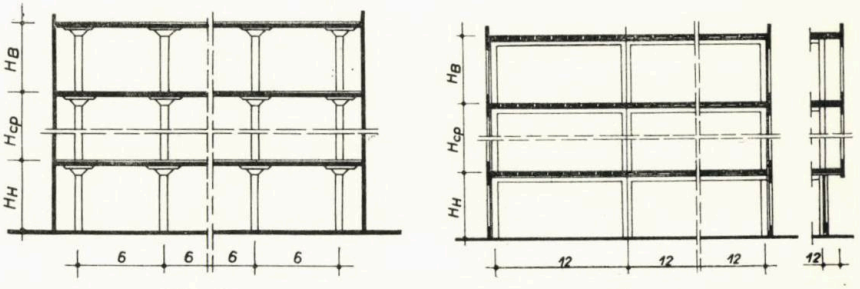


Fig. 3 Fig. 4

Fig. 1 — Clădiri cu deschideri pînă la 9 m cu planșee cu grinzi, cu sarcini utile de la 400 pînă la 1000 kg/m², unde : a) clădiri de producție cu trama 6 × 6 și 9 × 6 m ; b) clădiri pentru laboratoare cu trama (6 + 3 + 6) × 6 și (9 + 3 + 9) × 6 m

Fig. 2 — Clădiri cu trama de 6×6 și 9 × 6, cu planșee cu grinzi cu sarcini utile de la 1000 pînă la 2500 kg/m² și de la 500 pînă la 2000 kg/m², unde : a) cu aceeași deschidere la toate caturile ; b) cu deschidere mărită la catul de sus și transport suspendat ; c) cu deschidere mărită la catul de sus și cu pod rulant

Fig. 3 — Clădiri cu trama 6 × 6 m, cu planșee ciupercă și cu sarcini utile de la 500 pînă la 3000 kg/m²

Fig. 4 — Clădiri cu trama 12 × 6 m, cu planșee cu grinzi și cu sarcini utile de la 500 pînă la 1000 kg/m²

În tabelul de mai jos, după aceleași criterii de apreciere (ca și pentru clădirile cu deschideri pînă la 9 m, indicate în tabel la poziția 1), se prezintă în mod succint și alte tipuri de clădiri de producție etajate, specificîndu-se, pentru fiecare, parametrii principali, domeniul de utilizare, ponderea fiecărui tip față de volumul total al construcțiilor industriale etajate, precum și prevederile privind perspectiva pentru fiecare din aceste tipuri.

Tipul de clădiri cu spații între ferme este indicat atunci cînd în aceste spații (în afară de rețele) se prevede să se amplaseze și utilaje care necesită o deservire permanentă. Planșeele între etajele tehnice și cele de producție sînt din beton armat cu limita normată de rezistență la foc.

Tipul de clădiri cu tavane suspendate „circulabile" este indicat atunci cînd rețelele, amplasate în partea de jos a etajului, trebuie izolate de spațiul principal, de producție, asigurîndu-se astfel și deservirea independentă a acestora.

Din această prezentare sumară rezultă repartizarea orientativă a acestor tipuri de clădiri, ponderea fiecărui tip față de volumul total, precum și prevederile de viitor.

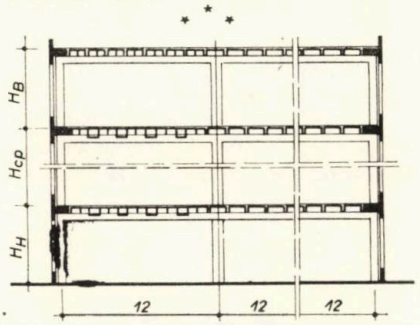


Fig. 5 — Clădiri cu trama 12 × 12 m, cu planșee cu grinzi și cu sarcini utile de la 500 pînă la 1000 kg/m²

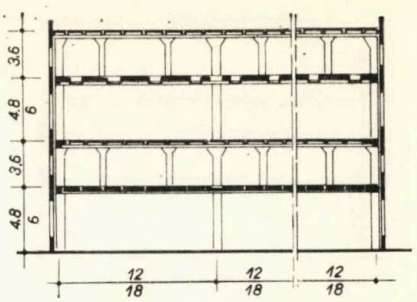


Fig 6 — Clădiri cu spații tehnice între ferme cu trame de 12 × 6 și 18 × 6 m

Pe baza datelor referitoare la repetabilitatea parametrilor principali ai clădirilor s-au elaborat schemele de gabarit unificate ale clădirilor etajate cu domeniu larg de aplicare. Aceste scheme au fost grupate astfel :

Nr. crt.	Parametri principali: Trama (m)	Parametri principali: Tipul planșeului	Parametri principali: Sarcina utilă (kg/m²)	Domeniul de utilizare	Existent / Perspectivă
1.	Deschideri pînă la 9 m	cu grinzi	400—1000	● Întreprinderi ale : — industriei chimice — industriei radiotehnice — industriei electronice — industriei constructoare de aparataj — industriei ușoare — industriei alimentare ● Laboratoare ● Institute de cercetare	66 % 50 %
2.	6 × 6 și 9 × 6	cu grinzi	1000—2500 și 500—2000	● Întreprinderi ale industriei grele	18 % (clădiri la care se aplică construcții tip) 18 %
3.	6 × 6	ciupercă	500—3000	● Intreprinderi alimentare ● Camere frigorifice etc.	9 % 12 %
4.	12 × 6	cu grinzi	500—1000	● Intreprinderi ale : — industriei chimice — industriei radiotehnice — industriei electronice — industriei ușoare ● Laboratoare ● Institute de cercetări cu profil industrial	3—4 % (se prevede o creștere cu cca 10 %) 13 %
5.	12 × 12	cu grinzi	500—1000	Se prevăd a fi utilizate în : ● industria electronică ● industria radiotehnică	— 3 %
6.	12 × 6* și 18 × 6	—	—	Clădiri cu destinații tehnice, care necesită aer condiționat, ca : ● Industria electronică ● Industria constructoare de aparataj ● Industria radiotehnică etc.	4 % (fără considerarea suprafețelor etajelor tehnice și a tavanelor suspendate) 4 %
	9 × 6** și 12 × 6	—	—		

* clădiri cu spații între ferme (etaje)
** clădiri cu tavane suspendate „circulabile"

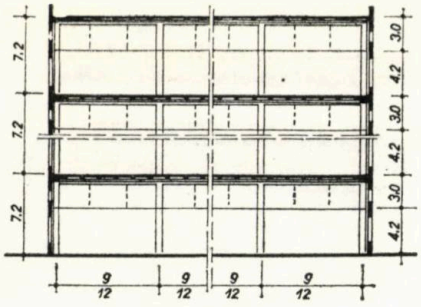


Fig. 7 — Clădiri cu tavane suspendate „circulabile" și cu trame de 9 × 6 și 12 × 6 m

● clădiri de producție cu trame 6 × 6, 9 × 6 și 12 × 6 cu sarcini utile de la 400 pînă la 1000 kg/m², numărul caturilor fiind pînă la 6 ;

● laboratoare și clădiri auxiliare cu trame 6 × 6 (6 + 3 + 6) × 6 ; 9 × × 6 (9 + 3 + 9) × 6 și cu sarcini utile de la 1000 la 2500 kg/m², numărul caturilor fiind de cel mult 6, iar înălțimea caturilor de 3,3 ; 3,6 și 4,2 m ;

● clădiri de producție cu sarcini utile pe planșeu pînă la 2500 kg/m², cu 5 și 6 caturi.

Se apreciază că folosirea rezultatelor acestor studii de unificare între ramuri a clădirilor etajate va duce la îmbunătățirea calităților funcționale și estetice ale clădirilor etajate cu domeniu larg de aplicare și la reducerea prețului de cost al acestora cu 2—3%.

După **Promîșlennoe Stroitelstvo (Moscova), nr. 5, 1971**

OSSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁRES DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONTI

Hotelul „Trotuș" în Municipiul Gh. Gheorghiu-Dej

Pentru a ridica
100 de tone
la înălțimea de 19,60 m
și
25 de tone
la înălțimea de 61,50 m

recurgeți la

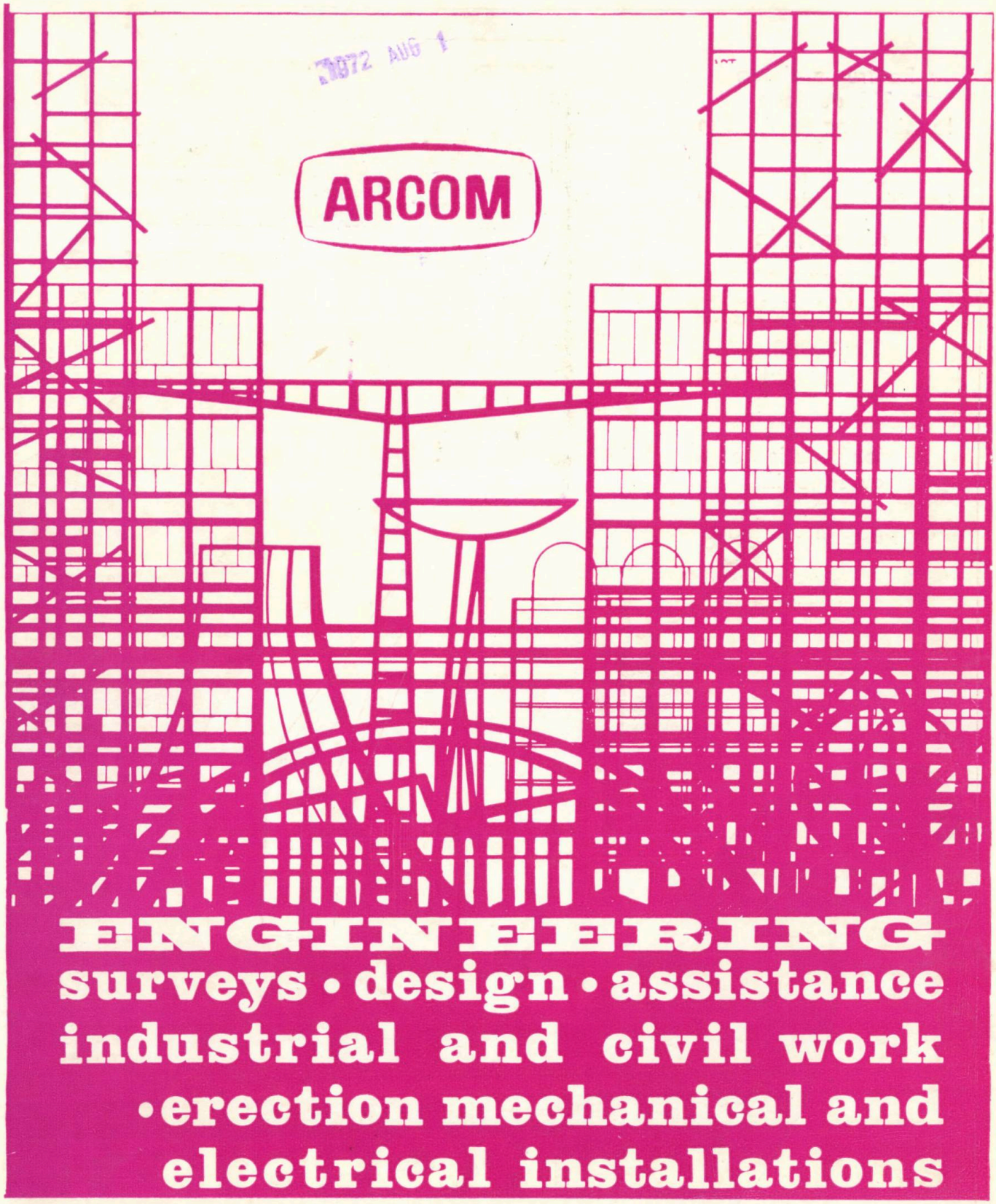
macaraua
Diesel-electrică
pe șenile
KS—8161

Disponibilă
în două variante:
cu săgeată
și
cu pilon și săgeată

C.D.C.A.S. — REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII
BUCUREȘTI — Str. EPISCOPIEI Nr. 9, Sector 1

Taxele poștale plătite în numerar pentru anul 1972
conform aprobării D.P.D.P. nr. 10/10 556/1970.

1972 AUG 1



ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCȚII-MONTAJ
ROMANIAN CONSTRUCTION AND ERECTION COMPANY

91—93, Calea Victoriei, Sector 1, Bucharest, ROMANIA
Telephone: 14.98.33 ● Telex: 490
Telegrams: ARCOM — Bucharest

E 1688

CONSTRUCȚII

REPUBLICA

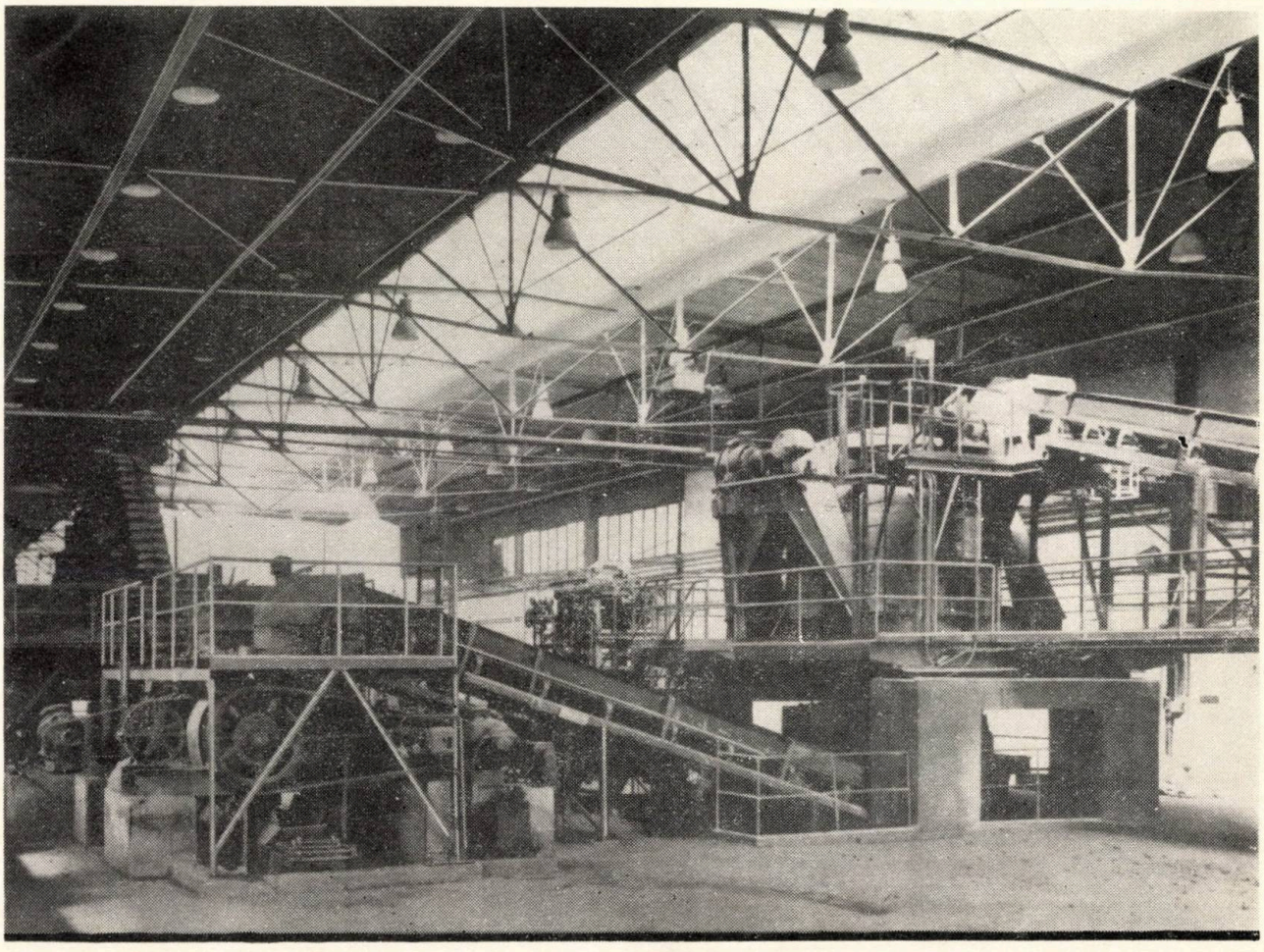
6 ▫ 1972

INSTALAȚII COMPLETE
EXTINDERI

pentru industria ceramicii brute

Instalații noi la cheie • Construirea de cuptoare tunel

Linii de preparare de mare productivitate



Vedere a unei linii de preparare pentru materiile prime din industria ceramicii brute cu productivități pînă la 40 t/h. Instalația constă dintr-un concasor cu ciocane cu valțuri, un colergang umed, un amestecător de macerare cu două puncte de evacuare și două valțuri fine diferențiale.

Exportator:

pragoinvest

Praha 9, Českomoravská 23

PREROV MACHINERY

Cehoslovacia

PUBLICOM

CROSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR DOKUMENTÁCIÓS OSZTÁLY 1883

CONSTRUCȚII

□1972

Nr. 6/1972
ANUL XXIV

CUPRINS

Ing. Georgel ASANDEI

Observații privind aplicarea elementelor spațiale prefabricate din beton armat, cu referire la experimentarea unor structuri demontabile cu elemente tip „tub" 1

Ing. Alexandru POP

Dimensionarea economică a betonului armat. Elemente solicitate la încovoiere 8

Conf. dr. docent Mircea V. SOARE, conf. dr. ing. Valeriu PETCU, ing. Umberto PANCALDI, ing. Magda DINCULESCU-CRAINICESCU

Studiul teoretic și experimental al planșeelor prefabricate din două panouri, încărcate nesimetric 22

Ing. Alexandru R. POPESCU

Calculul electronic în pregătirea topografică pentru trasarea amplasamentelor construcțiilor 44

CRONICA

Conf. ing. Nicolae PATRANICHE, dr. ing. Hristache POPESCU

Profesorul universitar emerit ing. Victor Popescu la 70 de ani 50

Ing. Mircea LUPAN

Din lucrările Congresului al V-lea al C.I.B. (Ajutoarele pentru concepție) 53

CONSTRUCȚII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR
INDUSTRIALE

COLEGIUL DE REDACŢIE

Ing. EM. BAICULESCU
director I.P.I.M.C.

Acad. prof. ing. ŞT. BĂLAN
preşedinte secţia construcţii C.N.I.T.

Acad. prof. ing. A. BELEŞ
Institutul de construcţii Bucureşti

Ing. T. BIGAN
şef sector, Ministerul Construcţiilor Industriale

Ing. CĂLIN DAN
director general, T.L.S. Bucureşti

Ing. R. CIOROIU
adjunct al ministrului construcţiilor industriale

Ing. C. DIACONU
consilier I.S.P.E.

Prof. dr. ing. D. DUMITRESCU
Institutul de construcţii Bucureşti

Ing. V. DUMITRESCU
director tehnic, T.M.B.

Ing. D. ELIADE
şef sector tehnic, Ministerul Construcţiilor Industriale

Dr. ing. I. FĂCĂOARU
şef secţie, INCERC

Prof. dr. ing. V. FOCŞA
Institutul politehnic Iaşi

Ing. D. GHITESCU
şef secţie, INCERC

Ing. MIRCEA IATAN
director cu pregătirea lucrărilor T.I.I.Ch.B.

Ing. PANAIT IONESCU
director producţie, T.M.U.Ch.B.

Ing. N. LASZLO
director tehnic, I.S.A.R.T.

Prof. ing. D. MATEESCU
Institutul politehnic Timişoara

Ing. HERCULE MĂNESCU
director, C.O.C.C.

Prof. ing. M. MIHAILESCU
Institutul politehnic Cluj

Ing. I. NEAGU
director, I.P. „Proiect Braşov"

Ing. R. NEGRU
consilier al preşedintelui C.N.S.T.

Ing. D. NICULESCU
ing. şef, IPROSIN

Ing. T. PATELLI
director general, T.C.I. Iaşi

Ing. M. POPOVICI
director general, T.C.I. Cluj

Ing. M. RAMBA
director, C.S.E.A.L.

Ing. ST. RADVAN
director general adj. I.C.M.S. Galaţi

Ing. M. SIMNICEANU
director, Ministerul Construcţiilor Industriale

Prof. ing. I. STĂNCULESCU
prorector, Institutul de construcţii Bucureşti

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU
ing. şef Laborator central M.C. Ind.

Ing. A. STĂNESCU
consilier al ministrului construcţiilor industriale

Ing. A. TACORIAN
şef sector, Ministerul Construcţiilor Industriale

Ing. I. TORINGHIBEL
director, I.C.H. Constanţa

Ing. I. VASILESCU
director general, C.I.P.B. (M.E.F.M.C.)

Ing. M. VERNESCU
ing. şef, I.P.C.M. Bucureşti

Ing. P. VERNESCU
director, I.P.C.

REDACTOR RESPONSABIL

Ing. M. LUPAN
director adjunct ştiinţific, INCERC

EDITOR:

CDCAS — Redacţia publicaţiilor pentru construcţii,
Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuţa poştală nr. 2980, Of. poştal 22, Telefon: 16 49 14

ŞEFUL REDACŢIEI : *Alexandru Ţinţăreanu*

REDACTORUL EDIŢIEI : *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACŢIE : *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:

I. P. Informaţia—str. Brezoianu nr. 23—Bucureşti

ABSTRACTS

G. ASANDEI : Observations concerning the use of precast reinforced concrete spatial units, with reference to the testing of some dismountable structures with ,,tube''-type units

The paper tackles the problem of developing the production of buildings made of big spatial modules (of room or group-of-rooms size) permitting the trasfer to the factory of more than 80 per cent of the labour required for the execution of buildings.

The author insists particularly on some recent realizations carried out with ,,tube''-type units, putting in evidence the wide range of applications this type of spatial unit permits.

A. POP : Economical sizing of flexural reinforced concrete elements

The author has in view the establishing of indications concerning the reinforcement percentage to be used in the design of flexural reinforced concrete elements.

Based on some simplified criteria, the following are determined :

— ,,the optimal reinforcement percentages'' leading to a minimum cost of the reinforced concrete in the given conditions, thus to a minimum cost of the element ;

— ,,the efficient reinforcement percentages'' ensuring, in the conditions of an increment of maximum 3 per cent of the total cost, a relatively appreciable steel saving.

M. V. SOARE, V. PETCU, U. PANCALDI, M. DINCULESCU-CRAINICESCU : Theoretical and experimental study of reinforced concrete flat slabs made up of two precast panels, subjected to unsymmetrical loads

The article deals with the theoretical and experimental behaviour up to failure of three reinforced concrete flat slabs of 7,14 m in length, 4,74 m in width, and 10 cm in thickness, subjected to unsymmetrical uniformly distributed loads. All the flat slabs were made up of two identical precast panels, joined monolithically to one another. The joint between the two panels was different from one flat slab to the others.

The study performed showed a satisfactory behaviour up to failure of the three flat slabs tested. The experimental ultimate loads were with 8 to 16 per cent greater than those obtained using the yield-line theory.

A. R. POPESCU: The use of computers in the topographic preparation for the plotting of buildings location

The electronic computation used in the laying out and execution of a network of constructions as well as in the determination of buildings parameters is presented.

The network of constructions was necessary to ensure an imposed precision and to lay out conveniently the emplacement of a designed assembly of buildings and facilities. The coordinates of characteristic points on the perimeter of each construction were obtained by the method of translation and simultaneous rotation, by using electronic computation for which the functional diagram, valid for any kind of computer, is given.

In order to determine the precision, tables of computed values, nomograms and differential calculus formulae are given. Both the direct method of calculus proposed and the use of electronic computation contribute to ensuring operativity in the making of arduous computations.

RÉSUMÉS

G. ASANDEI : Observations concernant l'emploi des éléments spatiaux préfabriqués en beton armé, avec référence à l'expérimentation des structures démontables à éléments de type ,,tube''

L'article aborde le problème du développement de la production des bâtiments en grands éléments spatiaux (ayant les dimensions d'une pièce ou d'un groupe de pièces), permettant le transfert dans la fabrique de plus de 80% du volume de la main d'oeuvre d'exécution des bâtiments.

L'auteur insiste notamment sur quelques récentes réalisations à éléments de type ,,tube'', en soulignant la large gamme d'applications que permet l'emploi de ce type d'éléments spatiaux.

A. POP : Dimensionnement économique des éléments en béton armé sollicités au fléchissement

L'auteur se propose d'établir des indications concernant les taux de renforcement recommandables à être employés dans l'établissement de projets des éléments en béton armé sollicités au fléchissement. En se basant sur des critères simplifiés dans une certaine mesure, on détermine ;

— des ,,pourcentages optimaux'' d'armature qui conduisent à un coût minimum du béton armé dans les conditions données, donc à un coût minimum de l'élément ;

— des ,,pourcentages efficaces'' d'armature qui, dans les conditions d'un taux d'accroissement de maximum 3% du coût total, assure une économie assez appréciable d'acier.

M. V. SOARE, V. PETCU, U. PANCALDI, M. DINCULESCU-CRAINICESCU : L'Etude théorique et expérimentale des planchers en béton armé formés de deux panneaux préfabriqués, sous l'action des charges nonsymétriques

Dans l'article on présente l'étude théorique et expérimentale du comportement jusqu'à la rupture de trois planchers en béton armé, ayant 7,14 m de longueur, 4,74 m de largeur et 10 cm d'épaisseur, sollicités par des charges nonsymétriques uniformément distribuées. Les planchers ont été formé de deux panneaux préfabriqués identiques, liés monolithiquement entre eux. Le joint d'assemblage des deux panneaux a été different d'un panneau à un autre.

L'étude effectuée a montré un comportement satisfaisant des planchers essayés, dans tous les stades de sollicitation jusqu'à la rupture. Les charges de rupture expérimentales ont été de 8 a 16% plus grandes que celles déterminées à l'aide de la théorie des lignes de rupture.

A. R. POPESCU : Le calcul électronique dans la préparation topographique pour le traçage des emplacements des constructions

L'auteur démontre l'intérêt que présente l'emploi du calcul électronique à l'établissement des projets et à leur mise en execution par la création d'un réseau de bâtiments, ainsi que son emploi à déterminer les coordonnées des constructions.

Le réseau de constructions a été nécessaire pour assurer une précision imposée et pour le traçage adéquat de l'emplacement d'un ensemble de bâtiments et de dotations. Les coordonnées des points caractéristiques, sur le contour de chaque bâtiment, ont été obtenues par la méthode de la translation et de la rotation simultanée, en employant le calcul électronique, dont on donne l'organigramme (le schéma logique de calcul) valable pour toute configuration d'ordinateur.

Pour déterminer la précision, on donne des tableaux de valeurs établies par calcul électronique, des nomogrammes et formules de calcul différentiel. Tant la méthode directe de calcul préconisée, que l'emploi du calcul électronique contribuent à assurer l'opérativité dans les laborieux calculs de spécialité.

ZUSAMMENFASSUNGEN

G. ASANDEI: Bemerkungen über die Anwendung von räumlichen Grossfertigteilen aus Stahlbeton, unter Bezugnahme auf den Versuch von zerlegbaren Strukturen mit Fertigteilen des Types „Rohr"

Im Beitrag wird die Frage der Entwicklung der Produktion von Gebäuden aus räumlichen Grossfertigteilen (der Grösse eines Raumes oder einer Raumgruppe) behandelt, wobei über 80% der für die Ausführung der Gebäude nötigen Arbeit im Werk durchgeführt wird.

Der Verfasser behandelt insbesondere neuere Ausführungen mit Fertigteilen des Types „Rohr" und unterstreicht die vielfältigen Anwendungsmöglichkeiten dieses Types von räumlichen Fertigteilen.

A. POP : Die wirtschaftliche Bemessung der auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbauteile

Der Verfasser verfolgt die Festlegung von Angaben über die Bewehrungsprozentsätze welche im Rahmen der Projektierung der auf Biegung beanspruchten Stahlbetonteile empfehlenswert sind. Auf Grund von in einem gewissen Masse vereinfachenden Kriterien wird folgendes bestimmt:

— „optimale Bewehrungsprozentsätze", welche minimale Kosten des Stahlbetons unter den gegebenen Bedingungen, bzw. minimale Kosten des Bauteiles zur Folge haben ;

— „wirksame Bewehrungsprozentsätze", welche, bei einem Anstieg der Gesamtkosten um höchstens 3%, eine verhältnismässig grosse Einsparung im Stahlverbrauch gewährleisten.

M. V. SOARE, V. PETCU, U. PANCALDI, M. DINCULESCU-CRAINICESCU : Das theoretische und praktische Studium der aus zwei Tafeln vorgefertigten Decken, unter unsymmetrischer Belastung

Im Beitrag wird das theoretische und praktische Studium des Verhaltens bis zum Bruch von drei Stahlbetondecken, mit einer Seitenlänge von 7,14 × 4,74 m und einer Stärke, von 10 cm behandelt, welche unsymmetrisch liegenden gleichförmig vertielten Lasten ausgesetzt sind. Die Decken wurden aus je zwei gleichen vorgefertigten Deckenplatten, monolit hisch verbunden, hergestellt. Bei jeder Decke wurde die Verbindung zwischen den zwei Platten in einer anderen Weise ausgeführt.

Die Forschungsarbeiten haben das gute Verhalten der drei den Versuchen unterworfenen Decken, in sämtlichen Belastungsstadien, aufgezeigt. Die experimentellen Bruchbelastungen waren um 8—16% höher als die theoretisch, durch Anwendung der Theorie der Reisslinien, hergeleiteten Belastungen.

A. R. POPESCU: Die elektronische Berechnung im Rahmen der topographischen Vorbereitung zur Abstechung der Standorte von Bauwerken

Es wird die Anwendung der elektronischen Rechner im Rahmen des Entwurfes und der praktischen Verwirklichung eines Bautennetzes, als auch die Bestimmung der Bauwerkskoordinaten besprochen.

Das Bauwerksnetz war zwecks Gewährleistung einer vorgeschriebenen Genauigkeit und zwecks einer entsprechenden Abstechung der Standorte eines entworfenen Bauten- und Ausstattungskomplexes nötig. Die Koordinaten der kennzeichnenden Punkte, auf dem Umriss jedes Bauwerkes, wurden durch die Methode der simultanen Translation und Drehung unter Anwendung der elektronischen Berechnung erhalten, wofür das Organigramm (das logische Berechnungsschema), gültig für jedwede Art von elektronischen Rechenmaschinen, angegeben wird.

Zwecks Bestimmung der Genauigkeit werden Tabellen elektronisch errechneter Werte, Nomogramme und Formeln der Differentialberechnung angegeben. Sowohl die vorgeschlagene Methode der unmittelbaren Berechnung, als auch die Anwendung des elektronischen Rechners tragen zur Gewährleistung der Operativität im Rahmen der zeitraubenden fachlichen Berechnungen bei.

СОДЕРЖАНИЕ

Г. АСАНДЕЙ: Замечания в связи с применением пространственных железобетонных элементов, на примере экспериментирования разборных структур со строительными конструкциями типа „труб“

Статья затрагивает вопрос развития производства зданий из крупноразмерных пространственных элементов (размером на одну или на несколько комнат), разрешающее перевод на заводское изготовление более 80 % объема труда по производству зданий.

Автор особенно останавливается на современных достижениях в области применения элементов типа „труб“ и подчеркивает широкий диапазон их использования, вызываемый производством этого типа пространственного элемента.

А. ПОП: Экономичное назначение размеров изгибаемых железобетонных элементов

Автор задается целью определить указания, касающиеся рекомендуемых процентов армирования при проектировании изгибаемых железобетонных элементов. На основании немного упрощенных критериев определяются:

— „оптимальные проценты“ армирования, которые приводят к минимальной стоимости железобетона в данных условиях, то есть к минимальной стоимости элемента;

— „эффективные проценты армирования, которые обеспечивают — при максимальном росте общей стоимости в 3 % — относительно значительную экономию стали.

М. В. СОАРЕ, В. ПЕТКУ, У. ПАНКАЛДИ, М. ДИНКУЛЕСКУ-КРАЙНИЧЕСКУ: Теоретические и экспериментальные исследования железобетонных перекрытий, состоящих из двух сборных панелей, под действием несиметричных нагрузок.

В статье описывается теоретическое и экспериментальное исследование поведения до разрыва трех железобетонных перекрытий, имеющих длину 7,14 м., ширину 4,74 м и толщину 10 см., подвергнутых несиметричным нагрузкам равномерно распределенных. Перекрытия выполнены из двух сборных идентичных, замоноличинных панелей. Соединительный шов этих двух панелей был решен по разному для каждой панели.

Проведенное исследование показало удовлетворительное поведение испытанных перекрытий на всех стадиях нагрузки — до разрыва. Нагрузки экспериментального разрыва были от 8 до 16 % больше определенных при помощи теории линий разрыва.

А. Р. ПОПЕСКУ: Электронный расчет при геодезической подготовке трассировки зданий и сооружений

Представлено использование электронного вычисления при проектировании и осуществлении в натурных условиях сетки зданий и сооружений, а также и определение их координат. Необходимость сетки вызвана необходимостью обеспечить предусмотренную точность и надлежащую трассировку месторасположения спроектированных зданий и сооружений. Координаты характерных точек по контуру здания и сооружения получены методом одновременного перемещения и вращения, используя для этого электронное вычисление, для которого дана органиграмма (логичная схема расчета), действительная для любой ЭВМ.

Для определения точности даны цифровые таблицы, электронно рассчитанные, номограммы и дифференцированные формулы расчета. Как непосредственный предлагаемый метод расчета, так и использование ЭВМ содействуют для обеспечения оперативности при трудоемких расчетах такого рода.

OBSERVAȚII PRIVIND APLICAREA ELEMENTELOR SPAȚIALE PREFABRICATE DIN BETON ARMAT, CU REFERIRE LA EXPERIMENTAREA UNOR STRUCTURI DEMONTABILE CU ELEMENTE TIP „TUB"

Ing. **GEORGEL ASANDEI**
I.P.C.

I. DATE GENERALE

Evoluţia tehnicii construcţiilor marchează dezvoltarea procesului de prefabricare de la formele cele mai simple şi mai restrînse cantitativ, fază în care obiectul industrializării este constituit de un număr limitat de elemente distincte de construcţii, pînă la prefabricarea complexă, spaţială, care urmăreşte desăvîrşirea acestui proces prin industrializarea de unităţi constructive funcţionale.

Această etapă corespunde unui stadiu calitativ superior de dezvoltare a tehnicii construcţiilor, cînd în acest proces se includ atît structura, cît şi finisajele şi dotările corespunzătoare, apropiind, pînă la identificare, produsul industrial de construcţii de restul produselor industriale cu caracter finit.

Concepţia de realizare a locuinţelor prin folosirea elementelor spaţiale, care cunoaşte o tot mai largă extindere, este concretizarea directă a acestei tendinţe. Se poate afirma că aplicarea acestui mod de a construi este în prezent unul din cele mai controversate subiecte în lumea arhitecţilor şi inginerilor constructori.

O dovadă în acest sens o constituie cele peste 200 de titluri publicate pe această temă în 15 ţări, identificate la o cercetare bibliografică cert incompletă, dintre care peste 80% prezintă realizări efective [1].

În unele ţări dezvoltate, cum sînt U.R.S.S., S.U.A., Suedia, Elveţia etc., folosirea sub diverse forme a elementelor spaţiale a depăşit stadiul experimentărilor, o serie de astfel de procedee aplicîndu-se în prezent în mod curent. În S.U.A., dar mai ales în U.R.S.S., sînt deja în producţie fabrici de prefabricate specializate în producerea elementelor spaţiale. În perioada 1969—1973, în U.R.S.S. s-a prevăzut construcţia a încă 25 de astfel de fabrici, cu o capacitate anuală de 1720 mii m²/an [2].

În fond, concepţia folosirii elementelor spaţiale este reflectarea, în gîndirea arhitectural-inginerească, a progresului impetuos înregistrat în toate domeniile tehnicii, este consecinţa gradului tot mai ridicat de industrializare a producerii bunurilor de trai, este o încercare de acomodare a problemei locuinţei la cerinţele epocii moderne.

Se poate presupune că procesul de proiectare a construcţiilor va trebui, mai devreme sau mai tîrziu, să cuprindă, în rîndul criteriilor de eficienţă, uşurinţa de dezafectare a clădirilor pentru a putea fi economic înlocuite în momentul în care uzura lor morală devine evidentă.

Din această cauză, se poate presupune că producerea unor locuinţe prefabricate familiale — complet industrializate — care să nu necesite decît un minim de operaţii de montaj, dispuse pe amplasamente provizorii, fie în jurul marilor oraşe, fie în regiuni de interes turistic, ar putea căpăta în perspectivă o mare dezvoltare.

Este simptomatic, din acest punct de vedere, faptul că din cele 26 de propuneri de soluţii reţinute, prezentate cu ocazia unui concurs federal organizat în S.U.A. în vederea realizării programului de 26 milioane de locuinţe ce urmează a se executa în următorii 10 ani, o treime se bazau pe folosirea elementelor spaţiale [1].

De altfel, în momentul de faţă elementele spaţiale nu mai alcătuiesc un subiect de anticipaţie tehnică, ele impunîndu-se într-o măsură din ce în ce mai mare atenţiei programelor concrete ale tehnicienilor din majoritatea ţărilor avansate industrial.

Este ceea ce, într-un articol din revista „Forum" (mai 1967), se sintetizează prin cuvintele „o idee al cărei timp a venit".

II. REALIZĂRI ROMÂNEȘTI ÎN DOMENIUL FOLOSIRII ELEMENTELOR SPAȚIALE PREFABRICATE DE BETON ARMAT

Deşi nu se poate vorbi de o producţie de serie industrială a unor tipuri de elemente spaţiale sau de o frecventă utilizare

a acestui procedeu de construcţie, trebuie subliniat că ţara noastră se numără printre primele ţări în care s-a experimentat noul sistem de construcţie.

Astfel, începînd din 1961, la I.S.C.M. Oneşti* s-a iniţiat în acest domeniu un program amplu de studii şi experimentări, fiind concepute tipuri noi de elemente spaţiale şi procedee originale de fabricaţie [4], [5].

Între anii 1961—1963 s-a realizat acolo o clădire experimentală (S + P + 2E) cu o suprafaţă construită de 260 m², proiectată cu patru apartamente la scară, trei cu 2 camere şi unul cu 3 camere (fig. 1).

S-au folosit în total 42 buc. de elemente spaţiale de trei tipodimensiuni, realizate într-un singur agregat de formare, conceput special pentru a realiza elemente de dimensiuni variabile [8]. Elementele spaţiale de tip „pahar" sînt alcătuite din patru pereţi de 4 cm grosime şi un planşeu casetat cu placa întoarsă.

Tot la Oneşti, dintr-o singură mărime de element spaţial s-au executat în anii 1962—1964 mai multe clădiri pentru birouri de şantier [6]. Elementele au fost montate alăturat şi dispuse simetric faţă de un culoar longitudinal (fig. 2).

În aceeaşi perioadă s-au folosit elemente individuale ca obiecte de organizare şantier mobile cu diverse funcţiuni: birou maiştri, magazie scule, vestiare etc.

Comportarea acestor clădiri, după mai mulţi ani de folosinţă, este satisfăcătoare.

În ideea asigurării unui partiu mai liber, în cadrul acestei întreprinderi a fost proiectat şi executat un tip de element prefabricat alcătuit dintr-o placă, un perete şi patru stîlpişori, în aşa fel amplasaţi faţă de poziţia plăcii încît formează un element spaţial în formă „H".

În aceeaşi perioadă, în cadrul INCERC s-a realizat şi experimentat un prototip de element din beton armat în formă de cutie cu dimensiunile 12,55 × 3,27 × 2,93 m, avînd greutatea de 16 t, din beton de granulit, cu pereţi longitudinali de 5 cm grosime, avînd tavanul şi pardoseala alcătuite din plăci cu nervuri şi colţurile rigidizate cu stîlpişori.

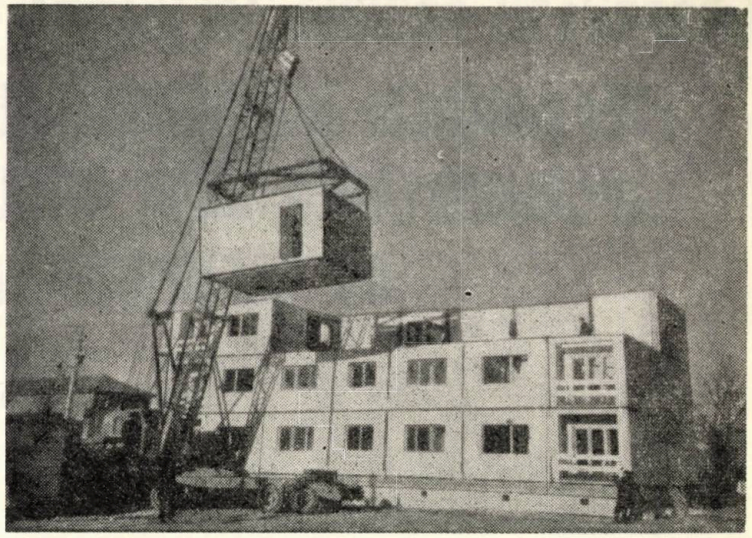


Fig. 1 — Montarea unei clădiri din elemente spaţiale tip „pahar" la Oneşti (1963)

Rezultatele încercărilor au confirmat o mare rigiditate şi capacitate portantă a elementului proiectat, precum şi necesitatea fabricării sale în cofraje metalice mecanizate.

Pentru blocurile de locuinţe, realizate din panouri mari, se utilizează, de către întreprinderile de construcţii din Capitală şi din alte oraşe, cabine sanitare, sub formă de blocuri spaţiale avînd dimensiunile 2,33 × 1,52 × 2,55 m, cu o greutate sub 5 t, fabricate în serie. Iniţial, acestea se fabricau la întreprinderea „Granitul" din Bucureşti. În prezent, ele constituie produsul de mare serie al fabricii de prefabricate „Presim" din Buzău.

Pe baza unor proiecte I.P.C.T, în Bucureşti s-a executat, în cursul anului 1963, o construcţie experimentală pentru garsoniere realizate din elemente spaţiale cu şase feţe, rezultate din asamblarea pe şantier, într-o instalaţie special concepută, a unor elemente plane nervurate turnate în fabrică.

O activitate valoroasă a fost desfăşurată la Braşov în cadrul Întreprinderii de construcţii industriale şi montaje a M.I.C.M., realizîndu-se pe baza unei tehnologii originale, mai multe clădiri din elemente spaţiale de tip „inel". Cele patru feţe se toarnă succesiv, în poziţie orizontală, cu ajutorul unui agregat de turnare rotitor, în care se introduce carcasa de armare a elementului. O clădire cu 5 niveluri a fost montată recent după acest procedeu, cu dispunerea elementelor per-

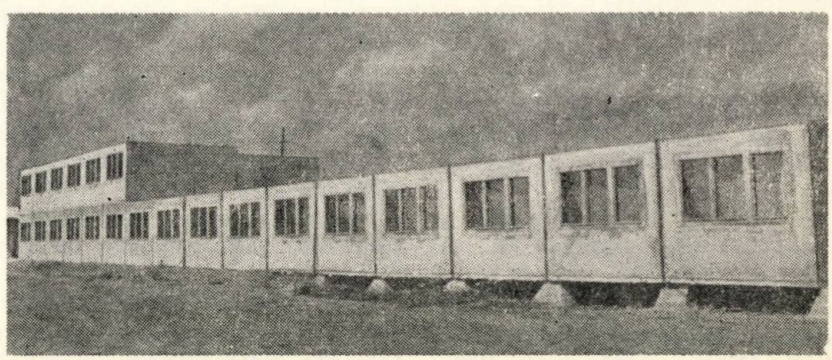


Fig. 2 — Montarea unui grup de birouri pentru organizarea de şantier

* Actualmente Trustul de construcţii industriale Gh. Gheorghiu-Dej.

pendicular pe fațadă, într-un timp record de cca 10 zile. Tot la Brașov, în cadrul I.P.E.C., se desfășoară experimentarea unui element spațial de tip „inel" având dimensiunile de 3,60 × 3,80 m și înălțimea de 1,20 m, conceput în fostul I.P.C.T. în ideea montării în planuri paralele cu fațada clădirii.

Încăperile rezultă prin alăturarea și suprapunerea elementelor, asamblarea realizîndu-se de regulă prin precomprimare.

Este de subliniat faptul că la I.S.C.M. Onești s-au realizat și diverse alte tipuri de elemente spațiale de b.a. Astfel, pot fi menționate silozurile pentru depozitarea cimentului, realizate din virole de beton armat precomprimate electrotermic și asamblate prin precomprimare pe verticală, care au cunoscut o largă generalizare, dînd bune rezultate la operații de montare-demontare [9].

De asemenea, în Municipiul Gheorghe Gheorghiu-Dej s-a experimentat cu bune rezultate folosirea elementelor spațiale tip „L", care au intrat de asemenea în uzul curent al multor șantiere, fiind folosite la realizarea unei game largi de obiecte de organizare (ateliere, săli de mese, laboratoare etc.) (fig.3).

III. EXPERIMENTĂRI PRIVIND FOLOSIREA ELEMENTELOR SPAȚIALE TIP „TUB" LA ALCĂTUIREA DE STRUCTURI CU ÎMBINĂRI USCATE, DEMONTABILE

Datorită faptului că prefabricatele spațiale de beton armat constituie elemente mai evoluate din punct de vedere funcțional, cu un grad de industrializare mai ridicat, ele necesită eforturi de fabricare mari.

Întrucît se întîmpină dificultăți deosebite în atragerea factorilor de decizie pentru susținerea unor astfel de programe ce presupun investiții inițiale relativ mari, a apărut oportună conceperea unor tipuri de elemente spațiale care să ducă la un compromis acceptabil între gradul de industrializare și simplitatea tehnologiei de fabricație, pornindu-se de la ideea asigurării posibilității de execuție a acestor prefabricate în cele mai simple condiții de producție, specifice poligoanelor de șantier. S-a ajuns la un element spațial cu patru fețe dispuse în planuri unidirecționale, asigurîndu-se turnarea betonului într-o singură etapă (fig. 4). Secțiunea transversală s-a corelat obligatoriu cu cea a unităților funcționale ce urmau a se realiza și, bineînțeles, cu limitările impuse de condițiile de transport.

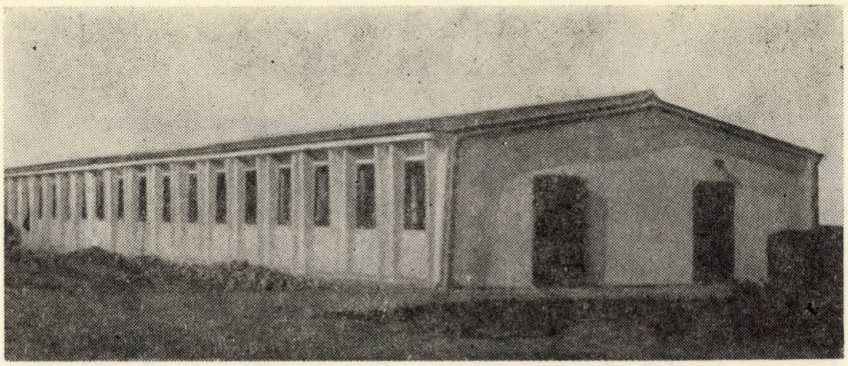


Fig. 3 — Clădire din elemente spațiale tip „L"

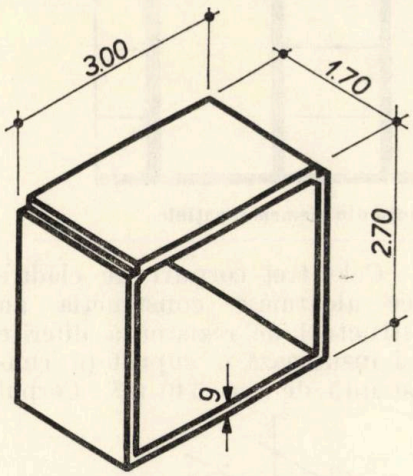


Fig. 4 — Element spațial tip „tub" experimentat la Tîrgoviște

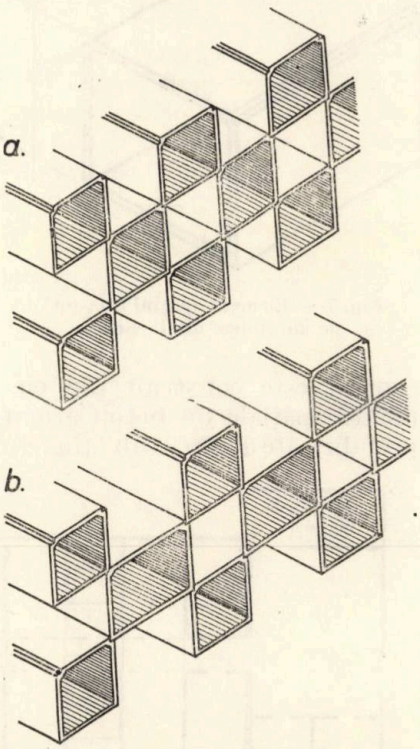


Fig. 5 — Schema de structuri cu elemente spațiale rezemate în șah
a) elemente identice
b) elemente de lățimi diferite

Robustețea și simplitatea tehnologică urmărite au impus asigurarea unor grosimi de pereți relativ mari (9 cm). În aceste condiții, pentru a se menține competitivitatea economică a soluției, trebuia găsită o structură care să evite dublarea pereților la montarea elementelor prefabricate, ceea ce a determinat alegerea soluției de rezemare în șah a elementelor „tub".

În fig. 5 se prezintă schemele de alcătuire a unor astfel de structuri — cu trame identice sau diferite. Este de remarcat că aceste soluții presupun folosirea în paralel și a unui număr de elemente prefabricate plane, care nu afectează însă omogenitatea structurii, fiind în general elemente neportante, de închidere.

Prin turnarea pe verticală a elementelor „tub" se asigură posibilitatea finisării maxime, într-o singură etapă, a tuturor fețelor elementelor, care, prin așezarea în șah, sînt toate, în final, fețe văzute.

Folosirea elementelor „tub" la realizarea unor construcții

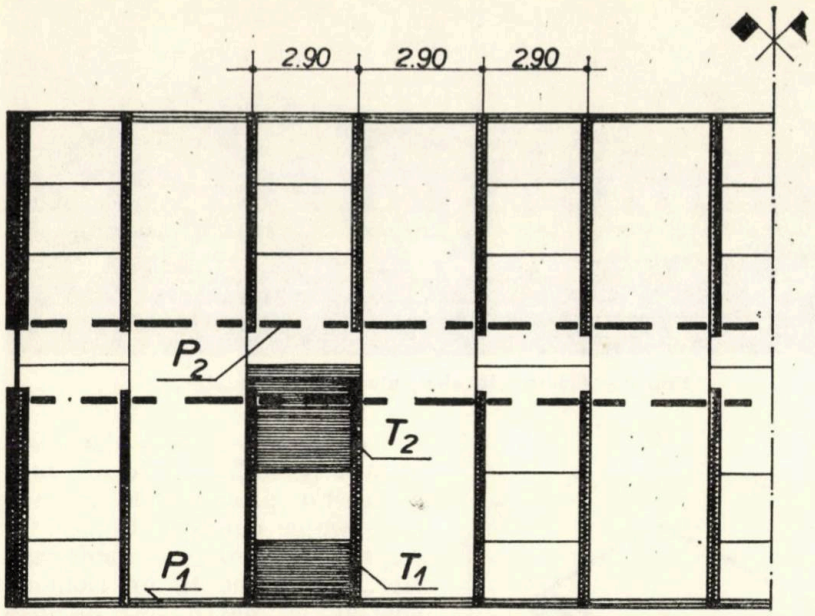


Fig. 6 — Schema partiului unui cămin din elemente spaţiale

necesare organizărilor de şantier, în special pentru scopuri social-administrative, a arătat că partiurile de cămine, birouri etc., prin repetiţia funcţională ce o asigură, oferă condiţii ideale de aplicare la aceste genuri de clădiri (fig. 6), cu perspectivă largă de generalizare în diverse domenii.

Apare, de asemenea, evident că posibilităţile de îmbinare a elementelor sînt foarte largi şi, prin simplitatea lor, asigură avantajul de bază al acestor structuri: rapiditatea de execuţie.

În aceste condiţii s-ar justifica realizarea de elemente „tub" de mărimea unei camere, care să constituie astfel unităţi funcţionale, permiţînd o creştere importantă a gradului de industrializare (fig. 7). Aceste elemente s-ar putea turna într-o singură etapă, într-o instalaţie mobilă cu tipare alunecătoare.

Într-o altă fază de fabricaţie s-ar monta cele două panouri de închidere.

Ca o exemplificare de aplicare a structurilor cu elemente spaţiale tip „tub", se prezintă clădirea experimentală P+2 E „sediul grup şantiere" executată pe platforma industrială Tîrgovişte, pe baza documentaţiei întocmite de I.P.C. Elementele prefabricate au fost fabricate de către I.I.P.C. la Atelierul de prefabricate Găieşti.

Cele trei corpuri de clădire ce alcătuiesc construcţia au structuri de rezistenţă diferite şi însumează o suprafaţă construită de cca 540 m². Corpul

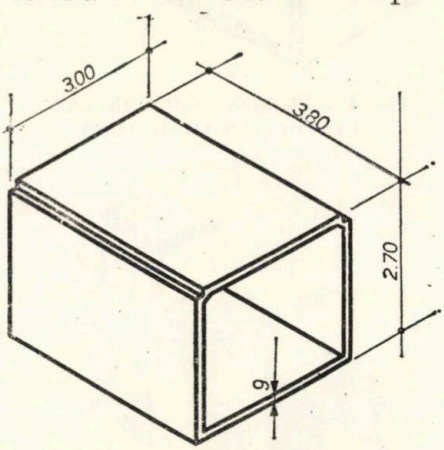


Fig. 7 — Element spaţial tip „tub" de mărimea unei camere

central este construit din elemente spaţiale de beton armat prefabricate de tip „tub" (fig. 8).

Corpurile marginale au o structură constructivă clasică.

S-au folosit 78 de elemente spaţiale (52 bucăţi elemente spaţiale curente şi 26 bucăţi elemente spaţiale cu consolă, care formează şi suprafeţele necesare culoarelor).

Fundaţiile se realizează din beton monolit, iar soclurile, prevăzute cu golurile necesare ancorării elementelor spaţiale în fundaţii, sînt slab armate.

După cum s-a menţionat, pentru întreaga clădire s-au folosit două tipuri de elemente spaţiale:

a. „Tub" curent, cu dimensiunile în secţiune verticală egale cu dimensiunile unei camere (2,70 × 3,00 m) şi lungimea de 1,75 m.

b. „Tub" cu consolă, cu aceleaşi dimensiuni şi formă ca şi elementele curente, avînd în plus adăugată, la plăcile superioară şi inferioară, cîte o consolă lungă de 70 cm pe toată lăţimea piesei.

Acoperişul este realizat alternativ din plăcile superioare ale elementelor spaţiale dispuse la ultimul nivel şi plăci plane prefabricate din beton armat avînd dimensiunile 400 × 300 ×9 cm (cîte trei pe o travee).

Pereţii longitudinali, respectiv închiderile spre exterior, şi pereţii despărţitori se realizează din panouri cu schelet metalic din profile de tablă subţire şi tîmplărie (uşi sau ferestre) de lemn, plinurile prevăzîndu-se de tip sandviş din două feţe de azbociment şi polistiren. În acest scop s-au studiat mai multe soluţii, fiind în general recomandabilă folosirea oricăror tipuri de panouri uşoare.

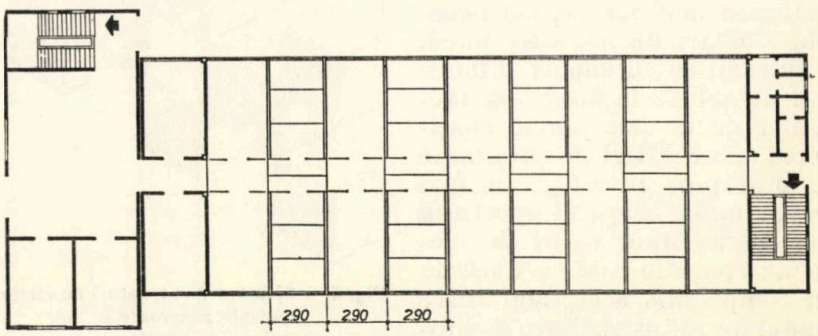


Fig. 8 — Schema partiului clădirii experimentale

Fixarea elementelor prefabricate între ele şi asigurarea stabilităţii clădirii s-au realizat prin intermediul prinderilor cu buloane şi eclise. Suplimentar, din motive de asigurare seismică, s-au realizat prinderi prin sudură.

Elementul spaţial tubular a fost calculat ca un cadru închis acţionat la sarcini verticale uniform distribuite pe placa inferioară şi superioară din încărcări permanente şi încărcări utile sau zăpadă. Transmiterea sarcinilor verticale la fundaţii se face prin pereţi, de la un element la altul (fig. 9).

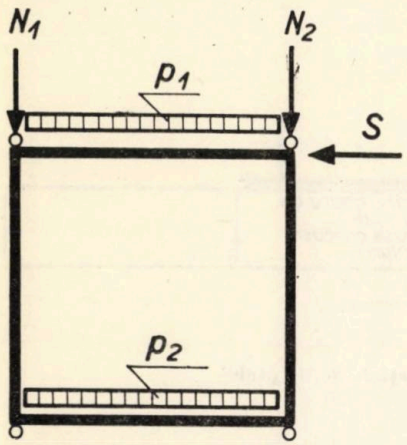


Fig. 9 — Schema statică de calcul a elementului spaţial tip „tub"

Atît elementul spaţial, ca unitate independentă, cît şi întreg ansamblul clădirii au fost verificate la eforturile rezultate din acţiunea sarcinilor orizontale seismice corespunzătoare gradului 8, ţinîndu-se seama de perioada proprie de vibraţie şi gradul de elasticitate.

O atenţie deosebită a fost acordată tehnologiei de fabricaţie a elementelor spaţiale, folosindu-se în acest scop tipare formate din panouri cu două feţe interşanjabile din beton armat cu rame metalice asamblate într-un cadru de bază (fig. 10). După poziţionarea panourilor interioare se montează carcasa de armătură (fig. 11), după care tiparul se închide cu panourile exterioare.

Turnările s-au realizat în fluxuri tehnologice liniare, posibil de adoptat în cadrul oricăror poligoane de şantier (fig. 12).

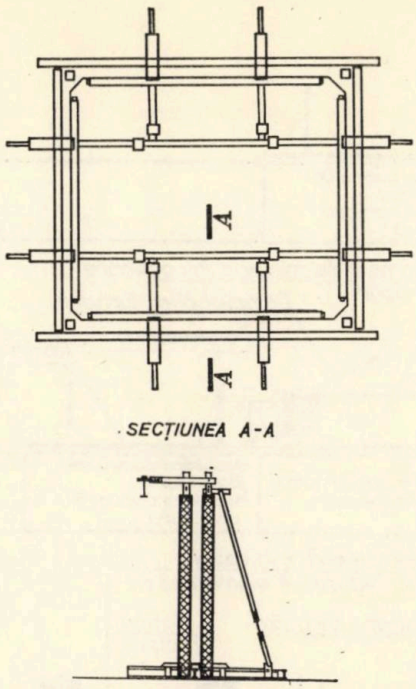


Fig. 10 — Schema tiparului de turnare
a) Vedere plan orizontal
b) Vedere în secţiune A — A

În fig. 13 se prezintă o linie de turnare pe poligon.

Elementele spaţiale au fost în mod special experimentate la operaţiile de transport şi depozitare (fig. 14, 15), elaborîndu-se în acest scop dispozitive şi procedee corespunzătoare.

În fig. 16—17 se prezintă aspecte din perioada de montaj al clădirii.

Prin acelaşi procedeu s-a realizat, cu elemente turnate pe un poligon în imediata vecinătate a clădirii, un cămin pentru cazarea muncitorilor.

IV. CONSIDERAŢII FINALE

Într-o perioadă foarte scurtă de 15—20 de ani, procedeul de execuţie a clădirilor cu ajutorul elementelor spaţiale a devenit un fapt tehnic incontestabil, bazat pe o activitate de cercetare foarte laborioasă.

Lucrările experimentale prezentate constituie o contribuţie modestă la acest efort de transformare a concepţiei de a construi, parcurgînd un program care, însumîndu-se în coordonatele de ansamblu ale acestei tematici, şi-a propus luarea în consideraţie a unor aspecte specifice condiţiilor ţării noastre, urmărind realizarea unei simplităţi maxime a proceselor de execuţie, cu toleranţe mai largi, posibile de asigurat la nivelul antreprizelor de construcţii, care şi-au asumat dificultăţile experimentărilor, fără a dispune de posibilităţile tehnice ale unei industrii.

De aceea, o nouă soluţie tehnică trebuie apreciată, nu atît prin ceea ce reuşeşte să constituie în momentul în care apare, trăgîndu-se concluzii pripite, cît mai ales prin ceea ce ar

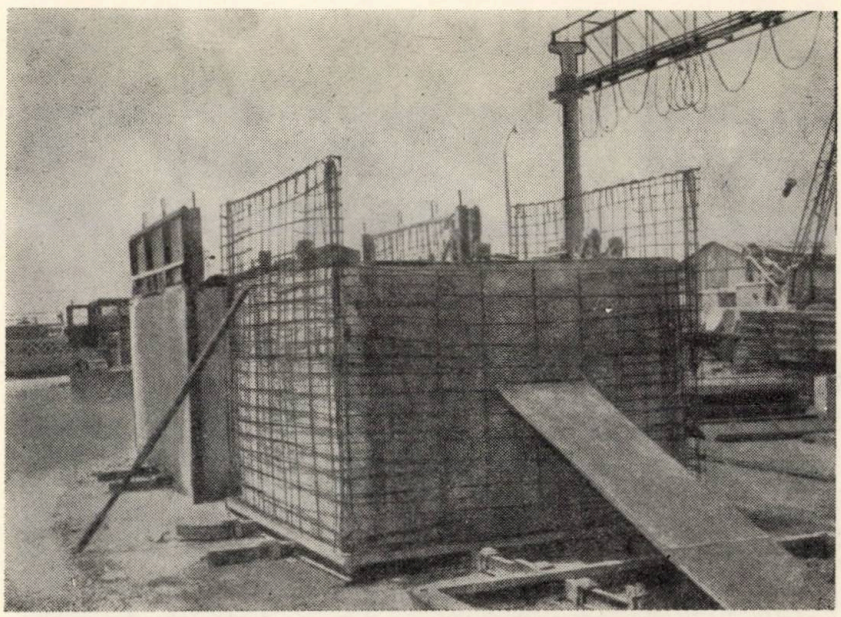


Fig. 11 — Montarea carcasei de armătură

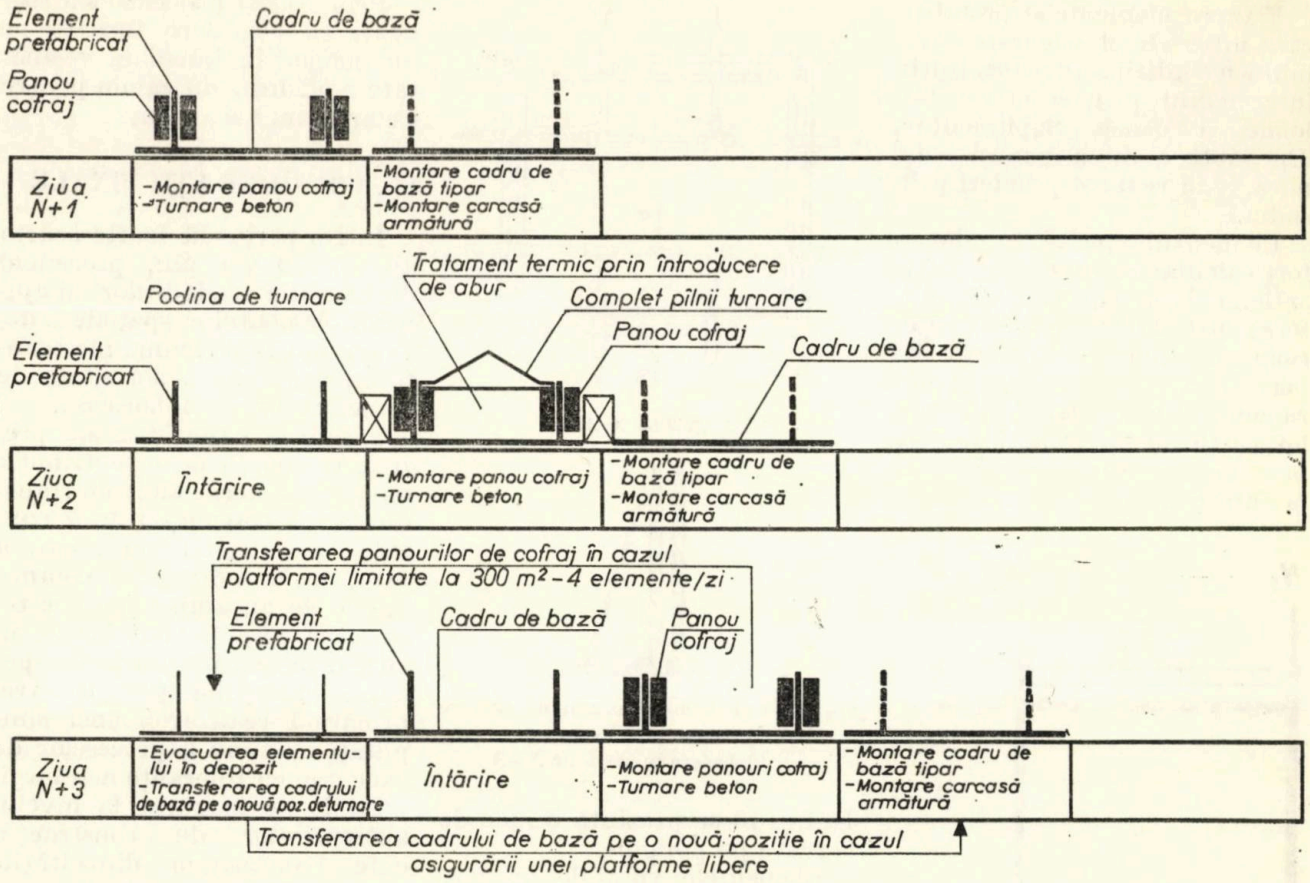


Fig. 12 — Schema fluxului tehnologic de turnare a elementelor spațiale de tip „tub"

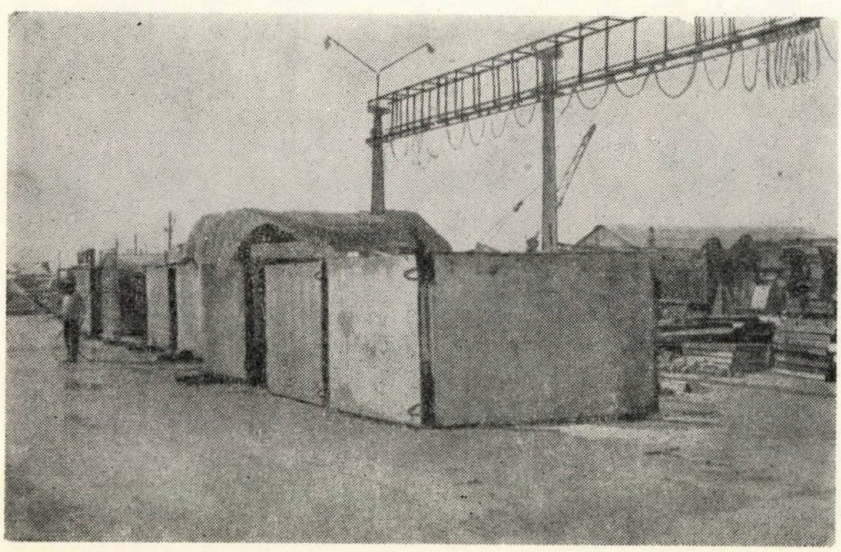
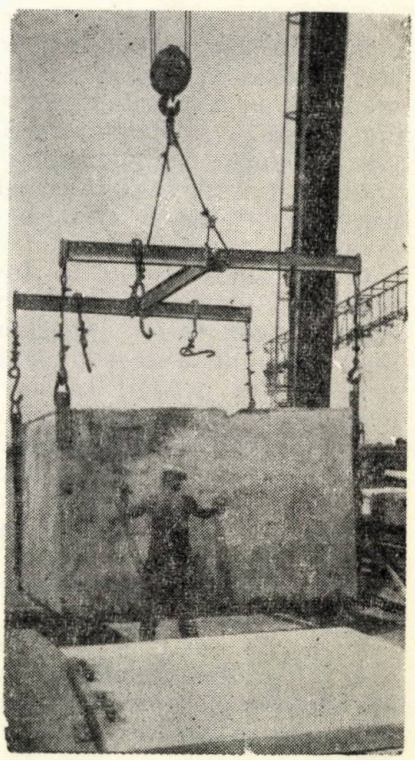


Fig. 13 — Linie tehnologică de turnare pe poligon

Fig. 14 — Sistemul de transport în poziție de turnare



putea să ofere în perspectiva perfecţionării sale.

Este necesar să se înţeleagă că progresului tehnic nu i se pot smulge numai avantajele. Întotdeauna acesta presupune şi un efort suplimentar pentru atingerea nivelului de performanţe corespunzător stadiului tehnic urmărit.

Particularizînd, se poate afirma că nu se vor putea aplica eficient elementele spaţiale şi, în general, elementele prefabricate fără o ridicare calitativă a nivelului lor de producţie, care să ducă, în final, la precizii de execuţie simţitor îmbunătăţite.

Avînd în vedere performanţele de care este capabilă industria noastră de prefabricate, se poate aprecia că există premise de obţinere a unor rezultate îmbunătăţite o dată cu trecerea la producţia de serie.

Este evident că aplicarea acestui procedeu permite ameliorarea tuturor indicatorilor tehnico-economici şi, în special, a celor referitori la durata de execuţie şi la consumurile de materiale.

După cum este ştiut, elementele spaţiale permit creşterea volumului de lucrări executate industrializat de la 55 % — procent caracteristic panourilor mari — la peste 85%, ceea ce oferă perspectiva unor cîştiguri importante de productivitate.

Apare, de aceea, indicat ca experienţa valoroasă pe care ţara noastră a acumulat-o deja în acest domeniu să fie valorificată pe baza unei continuităţi a preocupărilor în această direcţie, cu atît mai mult cu cît economia noastră socialistă oferă condiţii excelente dezvoltării unor programe a căror eficienţă presupune o perspectivă mai largă de tratare.

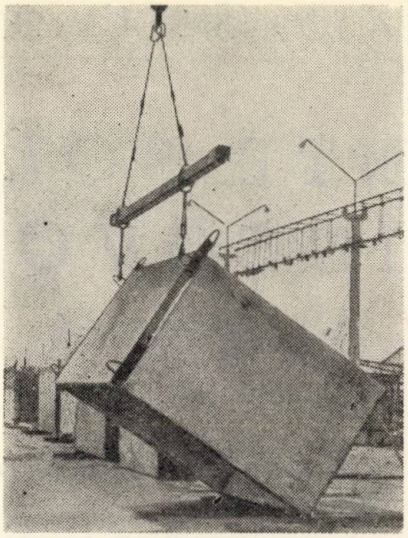


Fig. 15 — Rotirea elementului în vederea transportării la şantier

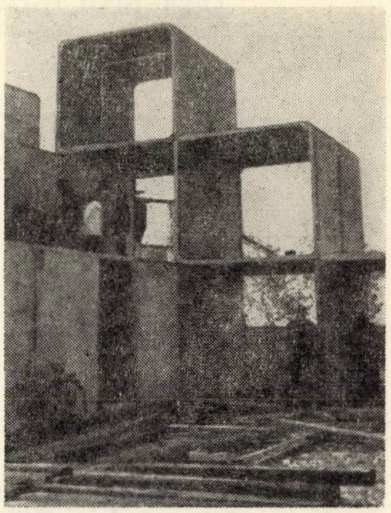


Fig. 16 — Aspect în perioada de montaj al clădirii

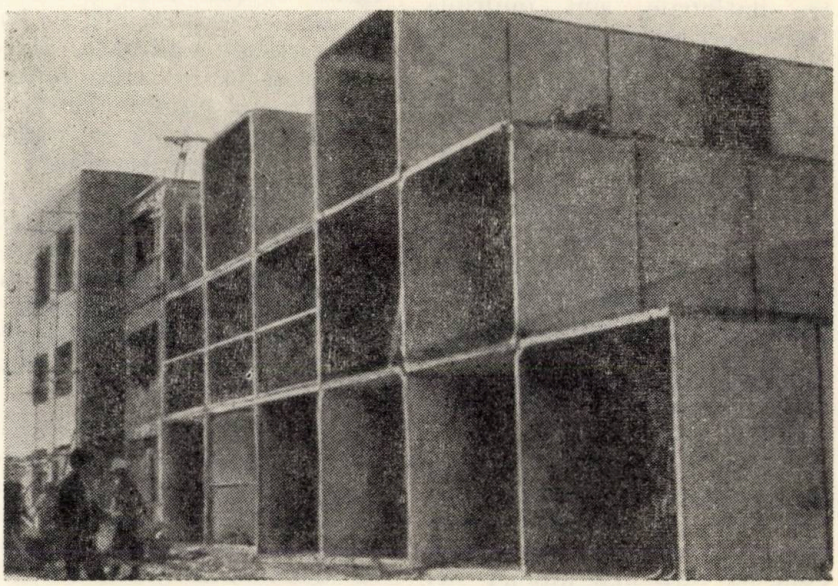


Fig. 17 — Aspect în perioada de montaj al clădirii

BIBLIOGRAFIE

[1] Silvy Maurice : *Introduction aux procédés de la construction par cellules.* Actualités Techniques, nr. 4/1970.

[2] *** *Studiu privind construcţiile din elemente spaţiale.* IPCT, nr. 4476—1969

[3] *** *Proiectarea complexă a construcţiilor industriale în R.F.G.* Zentralblatt für Industriebau, 1970

[4] Asandei G. şi Zăicescu D. : *Agregat pentru format elemente spaţiale de mărimea unei camere.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 2/1962

[5] Asandei G., Zăicescu D., ş. a. *Cercetări experimentale pe elemente spaţiale prefabricate de tip „pahar".* Revista construcţiilor şi materialelor de construcţii nr. 10/1962

[6] Asandei G., Erdely A., Neculau Gh. şi Zăicescu D. : *Birou de şantier din elemente spaţiale prefabricate din beton armat.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 12/1963

[7] Asandei G., Zăicescu D. : *Cercetări privind executarea construcţiilor de locuinţe din elemente prefabricate spaţiale.* Bucureşti, Institutul de Documentare Tehnică, 1962

[8] Asandei G., Erdely A., Neculau Gh. şi Zăicescu D. : *Bloc experimental de locuinţe din elemente spaţiale de mărimea unei camere.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 2—3/1965.

[9] Asandei G., Erdely A., Neculau Gh. şi Zăicescu D. : *Siloz demontabil din beton armat precomprimat pentru depozitarea cimentului.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 5/1963

ELEMENTE SOLICITATE LA ÎNCOVOIERE*

Ing. ALEXANDRU POP
I.P.H. Deva

1. PRECIZĂRI

1.1. Necesităţi actuale privind sporirea eficienţei investiţiilor

Criteriile de analiză a eficienţei investiţiilor, în stadiul actual de dezvoltare a economiei noastre naţionale, sînt multiple. Indicatori ca : ponderea valorii de C+M din totalul investiţiei, gradul de industrializare, gradul de prefabricare, durata de execuţie, consumul de materiale, durata de recuperare a investiţiei (la investiţii productive) etc. caracterizează suficient de clar eficienţa investiţiilor, iar îmbunătăţirea continuă a acestora duce, în final, la obţinerea unor efecte utile maxime, cu efort economic minim. În ultimul timp se conturează noi criterii privind eficienţa economică, ce iau în considerare şi partea funcţională şi cea utilitară a investiţiilor şi a căror exprimare valorică este mai dificilă [6]. Cerinţele pe linia ridicării eficienţei, precum şi posibilităţile largi existente, în special în proiectare, duc la necesitatea analizării minuţioase a tuturor căilor posibile şi a fructificării lor la maximum.

Se poate considera că sînt create premisele efectuării unui efort mai mare pentru munca de concepţie a construcţiilor, acest efort reprezentînd el însuşi una din cele mai eficiente investiţii suplimentare, întrucît se recuperează imediat şi de cîteva ori din economiile ce se obţin la investiţiile concepute.

* Au colaborat ing. Dănuţ Zaiu, ing. Eugen Zlatan, tehn. Ion Popa, tehn. Schwartz Laszlo, tehn. Cornel Spinean.

1.2. Structuri economice şi structuri eficiente

Dacă finisajele şi elementele nestructurale rezultă din cerinţele de confort, tehnologie sau alte condiţii funcţionale, structurile de rezistenţă şi dimensiunile acestora rezultă pe baza unor calcule riguroase. Există numeroşi factori care influenţează costul structurilor de rezistenţă, din a căror variaţie se poate obţine structura cu preţul minim, deci cea mai economică. Nu totdeauna structura economică este şi cea mai eficientă dintr-un anumit punct de vedere (consum de metal, durată de execuţie, grad de prefabricare, procedee avansate etc.).

Întrucît la determinarea costului unei structuri de beton armat intervin cel puţin trei preţuri diferite (beton, oţel, cofraj), structura economică va diferi de la o etapă la alta de dezvoltare a economiei, fiind în funcţie de raporturile dintre preţurile materialelor ce intervin.

Dacă, în anumite perioade, oţelul are o cerere mai mare în alte ramuri ale economiei naţionale decît în ramura construcţiilor, pot rezulta, ca soluţii mai eficiente, structuri armate mai slab, puţin mai costisitoare, dar cu un consum mai scăzut de metal [1]. Aceasta cu atît mai mult cu cît oţelul, în comparaţie cu betonul, poate fi prelucrat în continuare în alte ramuri ale industriei, devenind un bun purtător de valori.

Există numeroase studii şi lucrări ([7], [8], [12], [17], [20]) care analizează posibilităţile de determinare a structurii economice, cuprinzînd în funcţia scop valori ca : volumul elementelor, numărul de deschideri, greutatea pe unitatea de lungime sau suprafaţă, scheme de rupere etc.

Aplicarea unor criterii pentru optimizarea structurii prin variaţia elementelor geometrice iniţiale (în special trama de deschideri, travee şi înălţimi) este în funcţie de destinaţia şi caracterul construcţiei, precum şi de alţi parametri funcţionali. Determinarea în acest fel a structurii economice ne duce la un minim de speţa I, foarte important în determinarea structurii optime. Dimensionarea economică a fiecărei secţiuni în parte şi a fiecărui element ([1], [22]) ne duce la un cost minimum minimorum al structurii. Printr-o asemenea optimizare se obţine un minim de speţa II [17].

1.3. Factori de influenţă

Analizînd un element de beton armat, acelaşi efort poate fi preluat de secţiuni diferite ca formă. La solicitarea de încovoiere, cu cît modulul de rezistenţă W este mai mare la aceeaşi arie a secţiunii, cu atît secţiunea este mai economică (fig. 1). Chiar şi la o secţiune în T se pot studia forme cu înălţimi cît mai mari, la aceeaşi arie, astfel ca braţul de pîrghie interior z — şi în consecinţă capacitatea portantă — să fie mai mare (fig. 2). La grinzi cu secţiunea zveltă, ne-

fixate sau slab fixate pe lungime, poate să apară pericolul de flambaj lateral [14], care trebuie eliminat. Un alt parametru de care depinde costul elementului este repartizarea materialului pe lungime. Cunoscînd faptul că diagramele de eforturi variază în lungul axei elementului, menţinerea secţiunii constante nu reprezintă soluţia economică. În special la structuri static nedeterminate, o majorare a dimensiunilor secţiunii înspre reazeme duce la o utilizare mult mai raţională a materialului, avînd efecte multiple, printre care creşterea ordonatelor din diagrama de momente pe porţiuni scurte în zona reazemelor, cu scăderea momentelor pe porţiuni mult mai mari în cîmpuri [2]. O asemenea repartizare a materialului duce la soluţia de greutate minimă pe element [17], singurele variabile rămînînd cantitatea de armătură şi dimensiunile secţiunii.

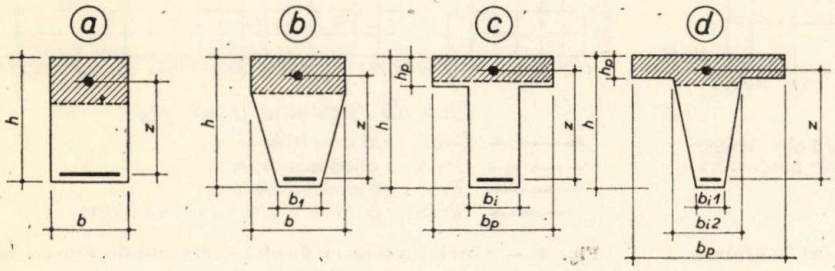


Fig. 1 — Secţiuni cu arii şi înălţimi egale

Costul unei unităţi de lungime sau de suprafaţă a elementului este influenţat şi de preţurile materialelor principale (beton, oţel, cofraj). Întrucît aceste preţuri unitare nu sînt proporţionale, la acelaşi material, cu creşterea rezistenţelor la mărci diferite, ne propunem să dezvoltăm această analiză într-un paragraf separat.

Procedeele de execuţie, gradul de prefabricare, gradul de tipizare şi altele sînt, de asemenea, factori ce influenţează costul elementelor şi, în final, al structurii, factori ce nu ne propunem să-i analizăm în această lucrare, ei fiind analizaţi în alte lucrări.

1.4. Procentul de armare optim, economic, eficient

Considerînd o solicitare de încovoiere dată, aceasta poate fi preluată de secţiuni multiple ca formă, cu procente de armare diferite. Există o secţiune, şi numai una, cu un anumit procent de armare, pentru care se obţine preţul minim pe unitatea de lungime sau de suprafaţă a elementului ([1], [7], [21], [22]).

Optimizarea secţiunilor pentru un moment dat M se face cu ajutorul programării matematice, scriind pentru relaţiile de restricţii ecuaţiile de echilibru cunoscute de la dimensionarea elementelor de beton armat încovoiate. Funcţia scop, care exprimă preţul unitar, cuprinde ca variabile toate elementele geometrice ale secţiunii, inclusiv procentul de armare, precum şi preţurile materialelor. De obicei, se alege lăţimea b a secţiunii sau raportul h/b [1]. Procentul de armare corespunzător secţiunii de preţ minim îl denumim *procent optim*. Este necesar de remarcat faptul că orice element de beton armat, pe lîngă armătura de rezistenţă care rezultă din calcul, mai are o armătură dispusă constructiv (etrieri, bare de montaj, de repartiţie, agrafe etc.). De asemenea, la plăci continue sau grinzi continue, o parte din armătura întinsă din cîmp se prelungeşte peste reazem, situîndu-se în zona comprimată. Pentru a lua în considerare acest consum de oţel suplimentar, în funcţia scop apare un coeficient α denumit *sporul cantităţii de armătură* [1], [22] sau *coeficient constructiv al armăturii*.

Pentru verificarea mărimii coeficientului α s-au determinat consumurile de armătură la un număr de 90 de elemente şi s-au calculat apoi sporurile cantităţii de armătură, raportînd procentul de volum la procentul de armare din secţiunea cea mai solicitată (sau media acestora la elemente continue) (fig. 3 şi fig. 4). În tabelul 1 s-au trecut, pentru comparaţie, coeficienţii α după diferite lucrări.

Tabelul 1

Valorile comparative ale coeficienţilor α

Nr. crt.	Lucrarea din care s-au extras coeficienţii	Coeficientul α		
		Plăci	Grinzi cu o deschidere	Grinzi continue
1	[1]	1,2	1,3	1,7
2	[4]	1,3	1,3	1,3
3	Alte lucrări	1,1	1,15	1,5
4	Determinări pe 90 de elemente (fig.3,4)	1,18 1,53 1,64	1,26	1,60 1,70 1,77

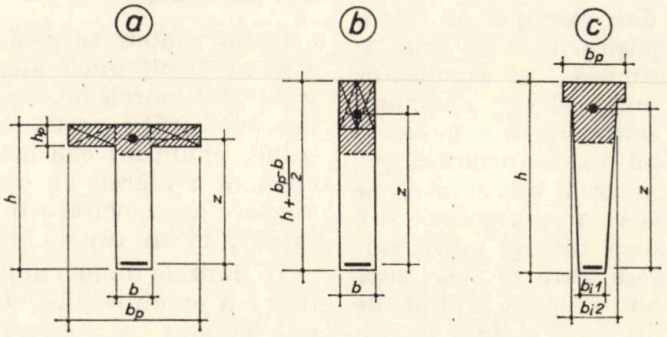


Fig. 2 — Secţiuni economice

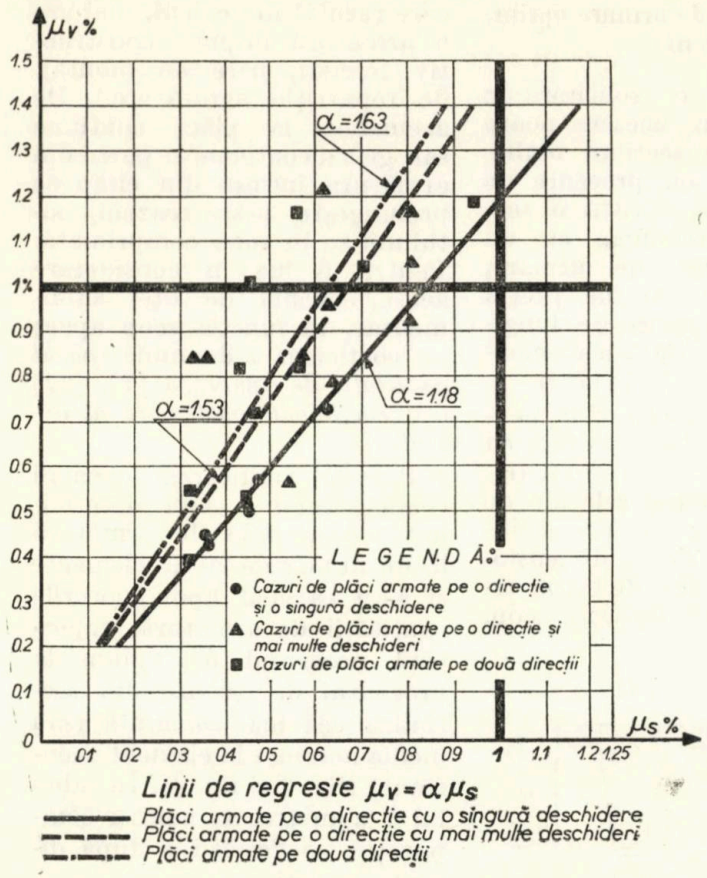


Fig. 3 — Corelația consum de oțel — procent de armare la plăci de beton armat

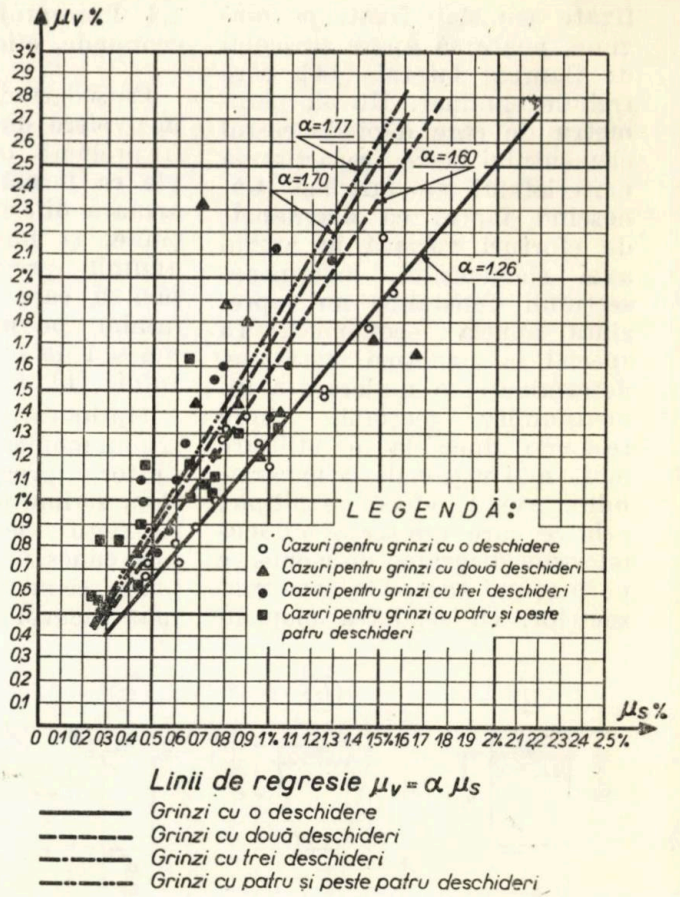


Fig. 4 — Corelația consum de oțel — procent de armare la grinzi de beton armat

Reprezentînd grafic prețul pe unitatea de lungime sau de suprafață a elementului, în funcție de procentul de armare, obținem o curbă cu concavitatea în sus, valabilă în primul cadran, într-un interval delimitat de procentele minim și maxim corespuzătoare mărcilor de beton și oțel folosite. Se admite ca soluție economică de dimensionare aceea al cărei preț se încadrează în intervalul $1{,}0 \ldots 1{,}03\ K_{optim}$ ([7], [21], [25]). În lucrarea [22] se admite o depășire de 5% a costului minim, iar în [25] se dau exemple de calcul cu o depășire de 2%. Procentul de armare corespunzător acestui interval îl denumim *procent economic* de armare.

Aplicînd teoria utilității [6] în optimizarea secțiunilor, se pot aplica materialelor din funcția scop diverși coeficienți de pondere, care ne vor duce la un alt procent optim de armare decît cel stabilit pe criteriul costului minim.

Acest procent de armare corespunde unui consum mai redus de metal, iar pe acest considerent îl vom denumi *procent eficient* de armare. În sistemul actual al prețurilor valabile pe economia națională, procentul eficient de armare este foarte apropiat de limita minimă a procentului economic de armare și se poate considera egal cu acesta.

2. CALITATEA MATERIALELOR

2.1. Betoanele

Studii elaborate pînă în prezent au făcut unele analize ale influenței mărcii betonului asupra capacității portante a secțiunii, enunțînd concluzia că o creștere a mărcii nu duce la o creștere a capacității în același raport, ci în raport mai mic.

În limitele domeniului de utilizare a combinațiilor de mărci de betoane și oțeluri ([26], [28]) este necesar să vedem ce efecte economice rezultă pe seama creșterii mărcii betoanelor.

În funcție de rețeta fiecărei mărci, rezultă un preț unitar pentru fiecare marcă de beton. La mărci diferite corespund rezistențe de calcul diferite. Creșterea rezistenței de calcul este mult mai mare decît creșterea prețului unitar de la o marcă la alta. Raportul între rezistența de calcul R_i și prețul unitar la aceeași marcă îl denumim rezistență specifică. Se observă din fig. 5 *b* și tabelul 2 că rezistențele specifice cresc o dată cu creșterea mărcii, iar la același leu investit se obțin sporuri de rezistențe specifice prin trecere de la o marcă la alta.

Pentru elemente prefabricate intervin prețurile de uzină, cheltuielile de transport etc., care trebuie luate în considerare.

Prin folosirea mărcilor mai ridicate se obține o reducere a dimensiunilor secțiunii și im-

Tabelul 2

Variaţia preţurilor în funcţie de calitatea betonului pentru elemente

Marca	100	150	200	250	300	400	500	600
Preţ unitar lei/m³	188	195	205	220	233	262	290	310
R_i/kg/ cm²)	55	80	100	120	160	210	250	280
R_i/lei	0,293	0,411	0,487	0,545	0,686	0,801	0,862	0,903

plicit o reducere a greutăţii proprii. Se pot enumera o serie de alte avantaje tehnice, cum ar fi : scurtarea lungimii de ancorare a armăturilor şi posibilitatea utilizării unor oţeluri superioare [4]. Trebuie să menţionăm că la elementele din betoane de mărci superioare, avantajele economice se accentuează şi mai mult dacă secţiunile sînt zvelte şi asigură prin forma lor peste 50 % din arie în zona comprimată. Dacă se ţine cont de tendinţa actuală a majorării mărcilor la betoanele uşoare, efectele economice posibile de obţinut devin spectaculoase.

2.2. Armătura

În privinţa armăturilor pentru beton armat şi în special pentru beton precomprimat, în ultimele decenii s-au înregistrat progrese remarcabile în realizarea unor mărci superioare. De asemenea, caracteristicile fizico-mecanice ale oţelurilor sînt studiate, cercetate şi stăpînite mult mai bine, ele avînd o dispersie a împrăştierii şi un coeficient de variaţie din ce în ce mai mici ([4], [5]). Studiile şi cercetările făcute pînă în prezent relevă o serie de condiţii, necesităţi tehnice şi concluzii printre care amintim : creşterea eficienţei oţelurilor superioare la secţiuni zvelte [4], necesitatea acordării unei atenţii mai mari problemei aderenţei, posibilitatea utilizării mai multor mărci de oţel la acelaşi element, folosind pentru armăturile constructive mărci inferioare etc. [5].

Analizînd, şi în cazul armăturii, variaţia rezistenţelor specifice rezultă (fig. 5 *a* şi tab. 3) o creştere mult mai pronunţată a acestora cu marca, faţă de aceeaşi creştere la betoane.

În lucrarea [5] se demonstrează că prin înlocuirea oţelului OB 38 cu PC 52 se obţin reduceri ale consumului de metal de 17...25 %, iar dacă înlocuirea se face cu PC 60 reducerile se ridică la 25...30 %. Rezultă necesitatea aplicării cu prioritate a materialelor de calitate superioară, acestea fiind mai eficiente.

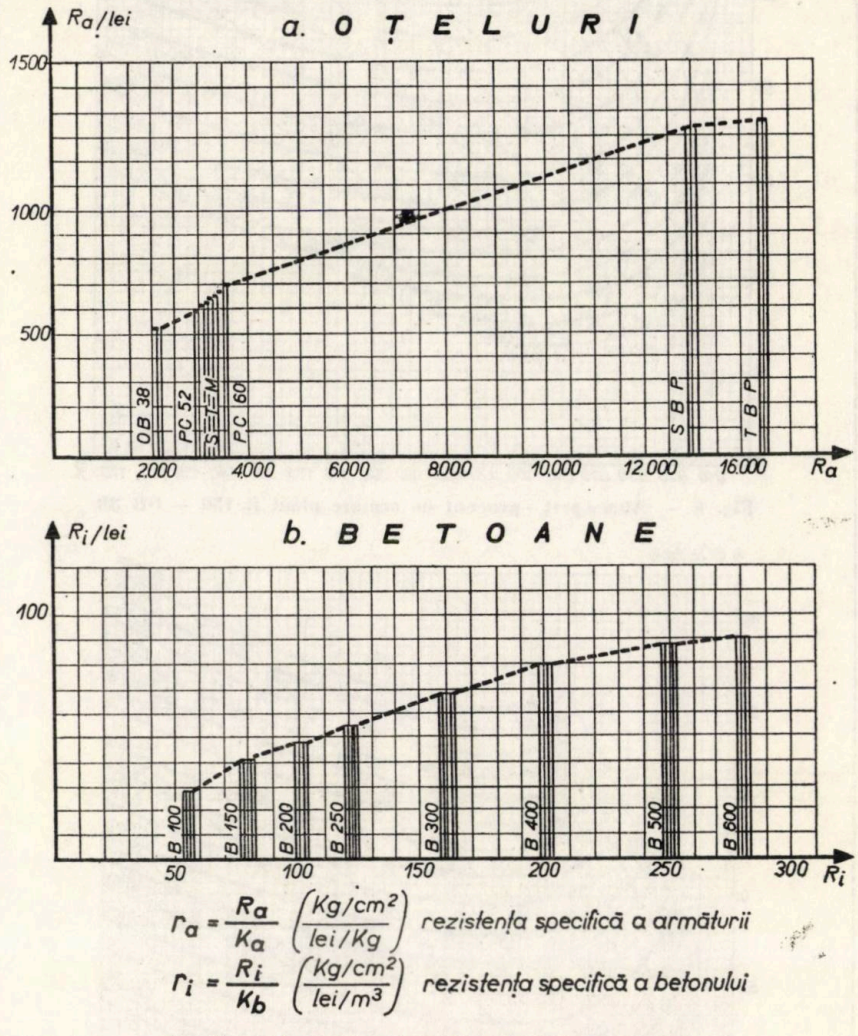


Fig. 5 — Variaţia rezistenţelor în funcţie de preţ

Tabelul 3

Variaţia preţurilor în funcţie de calitatea armăturilor

Calitatea	OB 38	PC 52	STM	PC 60	SBP I ; II	IBP
Preţ unitar lei/kg.	4,00	4,70	4,75	4,80	9,65	10,49
$R_a(R_p)$ kg/cm²	2 100	2 900	3 200	3 400	12 900	14 400
R_a/lei	525	617	673	708	1 337	1 373

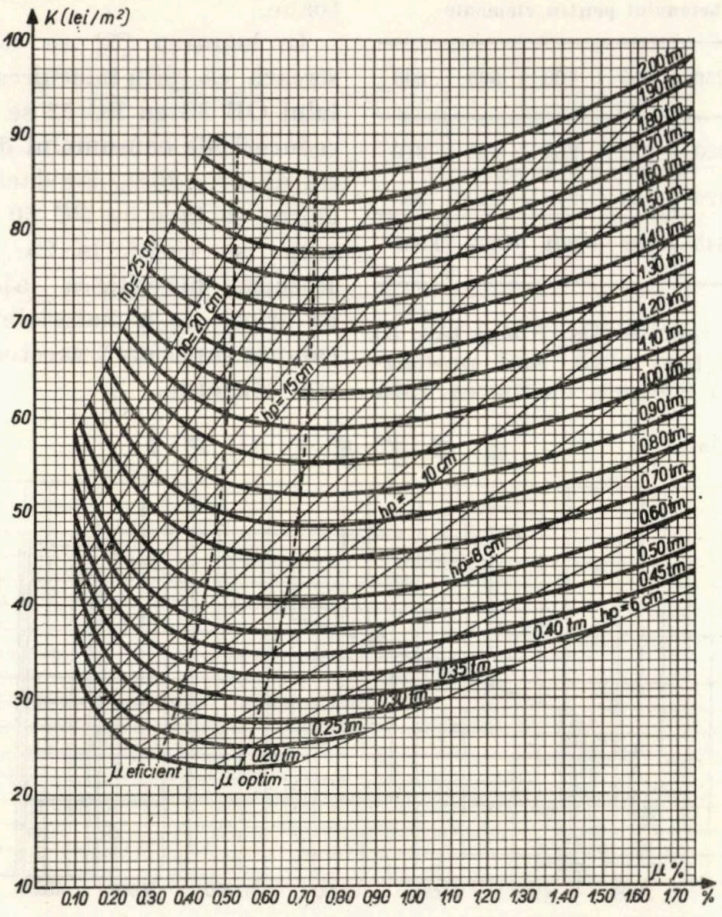


Fig. 6 – Abace preţ – procent de armare plăci B 150 – OB 38

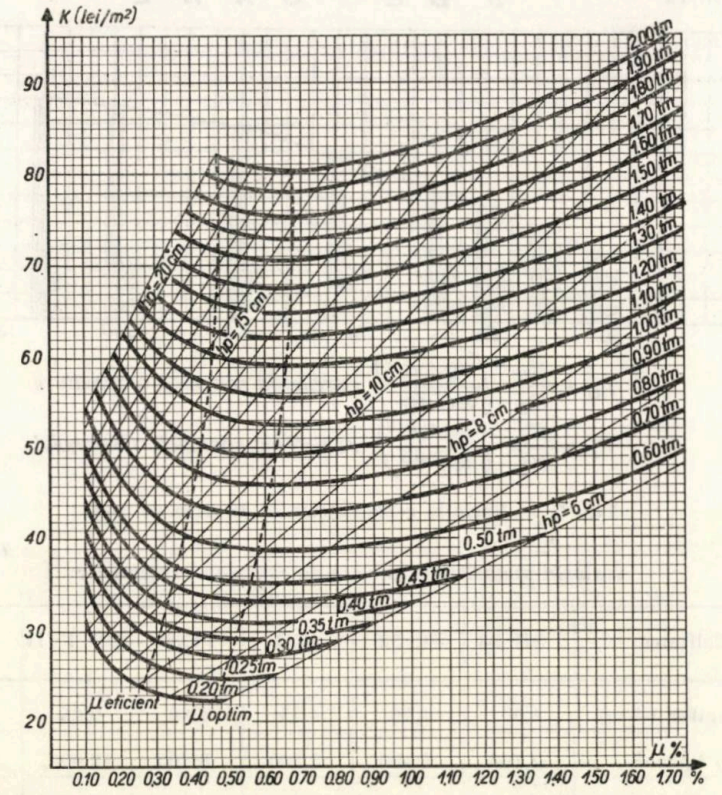


Fig.7 – Abace preţ – procent de armare plăci B 200 – PC 52

3. DIMENSIONAREA ECONOMICĂ

3.1. Plăci

Pentru orice marcă de beton şi oţel, optimizarea secţiunii pe criteriul costului minim se face scriind, pentru relaţiile de restricţie, tocmai ecuaţiile de echilibru pe un metru lăţime de placă :

$$x \cdot 100 \cdot R_i = A_a \cdot R_a \qquad (1)$$

$$x \cdot 100 \cdot R_i \cdot (h_0 - 0{,}5x) = M \qquad (2)$$

Pentru funcţia scop vom exprima preţul total al unei suprafeţe unitare de placă notat cu K.

$$K = 10^{-2} h \cdot K_b \cdot C_b + 7{,}85 \cdot 10^{-2} \times$$

$$\times A_a \cdot \alpha \cdot K_a \cdot C_a + K_c \cdot C_c \qquad (3)$$

în care K_b, K_a, K_c sînt preţurile unitare pentru beton, armătură, cofraj [1];

α este coeficientul de spor al armăturii [1];

C_b, C_a, C_c sînt coeficienţii de pondere după teoria utilităţii [6].

Se observă că ultimul termen din (3) este constant, întrucît costul cofrajului aferent unei suprafeţe unitare de placă nu este influenţat de grosimea plăcii sau de procentul de armare. Pentru aflarea lui K_{min}, în cele ce urmează acest termen se poate neglija, întrucît prin derivare el dispare.

Este necesar de precizat că, o dată cu variaţia înălţimii plăcii, variază şi greutatea proprie şi apare o influenţă asupra mărimii momentului de calcul. Această influenţă se poate exprima [9] prin coeficienţii δ şi θ care s-au luat în considerare în prezenta lucrare.

Pentru a determina domeniul economic al procentelor de armare şi procentele optime s-au calculat familiile de curbe K pentru mărcile de beton şi oţel mai uzuale, folosind calculatorul electronic de birou Olivetti – Programma 110 (vezi fig. 6, 7, 8, 9).

Valoarea coeficientului de spor al armăturii s-a luat $\alpha = 1{,}2$ după lucrarea [1], deşi din determinările făcute pe cazuri concrete (fig. 4 şi tabelul 1) au rezultat valori în general mai mari. Se consideră că printr-o serie de măsuri privind diminuarea armăturii constructive sau a celei de rezistenţă în zonele în care nu este necesară din calcul, se poate micşora coeficientul α şi deci consumul total de oţel.

În privinţa coeficienţilor de pondere utilitară C_b, C_a, C_c, aceştia s-au considerat în primă ipoteză cu valoarea unitară.

Pe familiile de curbe din fig. 6, 7, 8, 9 s-a determinat locul geometric al preţurilor minime la care corespund procentele optime de armare, precum şi locul geometric al preţurilor, cu circa 3 % peste preţul minim la care corespund procentele eficiente de armare. Influenţa greutăţii proprii rezultată din variaţia înălţimii plăcii situează aceste locuri geometrice pe nişte curbe asimptotice la un anumit procent de armare. Pentru majorarea posibilităţilor de utilizare practică a abacelor s-au trasat şi dreptele corespunzătoare plăcilor de înălţime egală, astfel că pentru un moment de calcul dat şi o combinaţie de beton şi oţel dată se poate alege cu uşurinţă înălţimea de placă ce corespunde preţului minim şi se poate determina procentul de armare. Calculele s-au făcut în ipotezele prevăzute de normativul P 58—70 [27]. Studiind abacele calculate pentru plăci, se pot reţine procentele eficiente şi optime din tabelul 4.

Printre observaţiile mai importante care se pot reţine se numără următoarele :

a. diferenţele între limitele procent optim—procent eficient sînt de ordinul a 20...22,5 %;

b. transformînd aceste diferenţe în consum de metal şi avînd în vedere creşterea înălţimii plăcii la procentele eficiente, se pot determina consumuri mai reduse de oţel cu cca 10÷15 % la procentele efi-

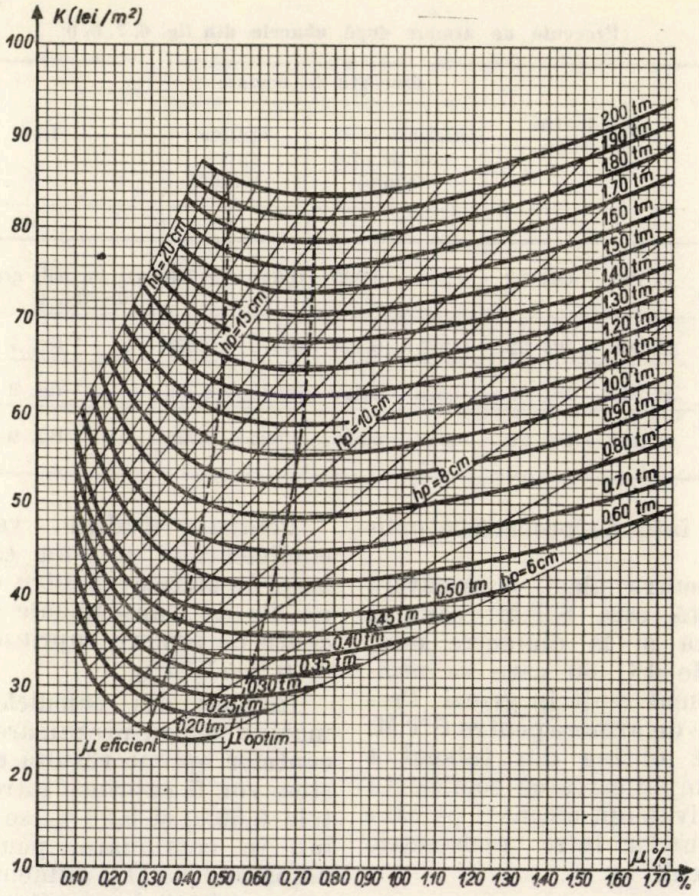


Fig. 8 — Abace preţ—procent de armare plăci B 250 — PC 52

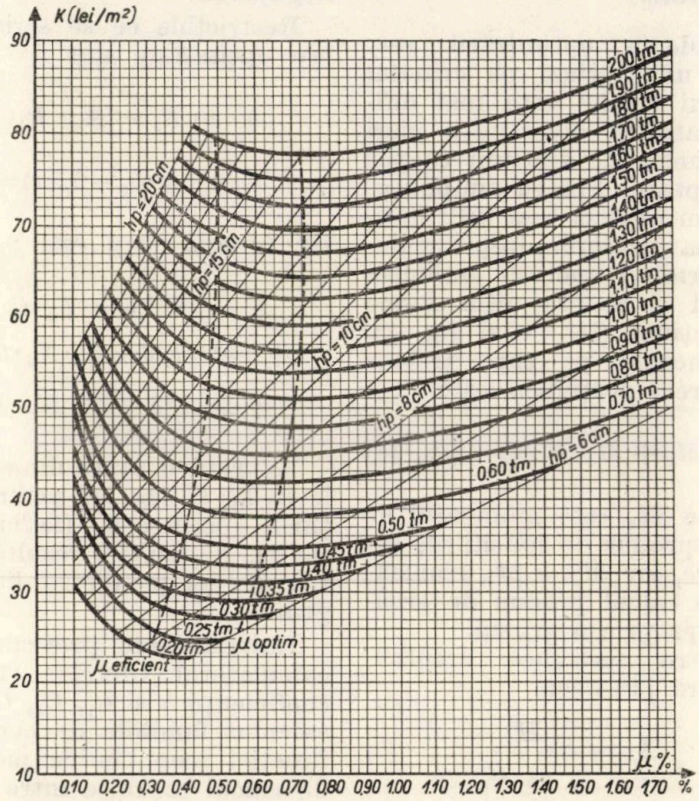


Fig. 9 — Abace preţ—procent de armare plăci B 250 — PC 60

Tabelul 4

Procente de armare după abacele din fig. 6, 7, 8, 9

Nr. crt	Combinaţia mărcilor	Procente de armare		Obs.
		eficiente (consum de oţel minim)	optime (preţ minim)	
0	1	2	3	4
1.	B 150 — OB 38	0,350 — 0,525	0,550 — 0,750	vezi locurile geometrice din fig. 6
2.	B 200 — PC 52	0,275 — 0,475	0,475 — 0,675	" fig. 7
3.	B 250 — PC 52	0,325 — 0,525	0,550 — 0,750	" fig. 8
4.	B 250 — PC 60	0,300 — 0,500	0,525 — 0,725	" fig. 9

ciente faţă de procentele optime ;

c. pentru plăci, o armătură eficientă este S.T.M. care se livrează şi la diametre mici, faţă de PC 60 care se utilizează mai mult la grinzi. Procentele de armare pentru S.T.M. se pot obţine din tabelul 4 prin amplificarea cu coeficienţii de echivalenţă obţinuţi pe baza raporturilor între rezistenţele de calcul.

3.2. Grinzi

Problema optimizării secţiunii unei grinzi pe criteriul costului minim este mai dificilă datorită diversităţii mari a formelor de secţiuni ce pot fi adoptate. Pentru simplificare, vom analiza mai întîi optimizarea secţiunii dreptunghiulare, urmînd apoi să extindem studiul şi asupra altor forme de secţiuni (fig. 1 şi fig. 2).

Momentul pe care trebuie să-l preia secţiunea este [1] :

$$M = M_0 + M_g = M_0 + \beta h_0 \quad (4)$$

în care M_0 este momentul de calcul produs de solicitările exterioare, iar $M_g = \beta h_0$ momentul de calcul produs de greutatea proprie a grinzii.

Pentru secţiunea dreptunghiulară [1] avem :

$$A_a = \frac{M}{\gamma \cdot h_0 \cdot R_a} \quad (5)$$

în care :

$$\gamma = 1 - 0{,}5\mu \frac{R_a}{R_i} \quad (6)$$

Pentru studiul variaţiei coeficientului γ s-au calculat valorile aferente pentru combinaţiile de mărci uzuale şi procente de armare cuprinse între 0,60 %÷1,50 %.

Întrucît din calculele estimative pentru prezumarea procentelor optime rezultă că acestea vor fi cuprinse între limitele 0,60 % şi 0,90 %, se poate lua în continuare, pentru γ, valoarea 0,90 [1], influenţa asupra cantităţii de armătură fiind neglijabilă.

Restricţiile ce se scriu pentru optimizare sînt :

$$b \cdot x \cdot R_i = A_a \cdot R_a \quad (7)$$

$$b \cdot x \cdot R_i (h_0 - 0{,}5x) = M \quad (8)$$

iar funcţia scop este :

$$K = 10^{-4}\, b \cdot h \cdot K_b \cdot C_b + \\ + 10^{-4} \cdot 7{,}85\, \alpha A_a \cdot K_a \cdot C_a \cdot + \\ + 10^{-2}\, (b + 2h)\, K_c \cdot C_c \quad (9)$$

Exprimînd toate dimensiunile în kg şi cm, iar pentru preţurile specifice K_b (lei/m³), K_a (lei/t), K_c (lei/m²) rezultă, pentru K, lei pe metru liniar de grindă.

Îmbunătăţind programele la calculatorul Olivetti [11] cu coeficienţii α şi C_b, C_a, C_c, s-au calculat familiile de curbe ale funcţiei scop pentru momente de calcul cuprinse între 10 tm şi 25 tm, lăţimi de grinzi b=15...30 cm şi combinaţii de mărci B 150—OB 38, B 200-PC 52 şi B 250-PC 60 (fig. 10, 11, 12).

Pentru coeficienţii de mai sus s-au luat valorile :

— coeficientul de spor al armăturii $\alpha = 1{,}3$, respectiv 1,7 din lucrarea [1] ;

— coeficientul $\gamma = 1 - 0{,}5 \frac{R_a}{R_i} \mu$ s-a luat $\gamma = 0{,}9$, tot din lucrarea [1] ;

— coeficienţii utilităţii materialelor C_b, C_a, C_c s-au luat, în prima ipoteză, unitari.

Studiind abacele din fig. 10, 11, 12 se observă că :

a. Pentru un moment dat, preţul variază în funcţie de lăţimea b aleasă. Fiecărui minim îi corespunde alt procent de armare, iar preţul minimum minimorum se obţine pentru cea mai mică lăţime b a secţiunii. La acest minimum minimorum de preţ, procentul de armare este mai mare decît la celelalte minime.

b. Toate minimele cu b egal, indiferent de mărimea momentului, se situează la acelaşi procent optim de armare înscris şi în tabelul 6.

c. Toate minimele aceluiaşi moment cu lăţimea de secţiune b diferită formează un loc geometric ce reprezintă forma optimă a secţiunii $b \cdot h$ pe care ne propunem s-o determinăm.

Scriind pentru $h = h_0 + a$ şi înlocuind pe (4) şi (5) în (9), înălţimea utilă optimă pentru care preţul grinzii va fi minim anulează derivata lui K în raport cu h_0 [1], de unde

$$h_0 = \sqrt{\frac{7{,}85 \cdot \varepsilon_a \cdot \alpha \cdot M_0}{R_a \cdot \gamma \cdot (b + 200\, \varepsilon_c)}}, \quad (10)$$

în care :

$$\varepsilon_a = \frac{K_a \cdot C \cdot}{K_b \cdot C_a} \quad (11)$$

$$\varepsilon_c = \frac{K_c \cdot C_c}{K_b \cdot C_b} \quad (12)$$

Notînd cu

$$\varphi = \sqrt{\frac{7{,}85 \cdot \varepsilon_a}{R_a}} \quad (13)$$

avem $h_0 = \varphi \sqrt{\frac{\alpha \cdot M_0}{\gamma\,(b + 200\, \varepsilon_c)}}$. (14)

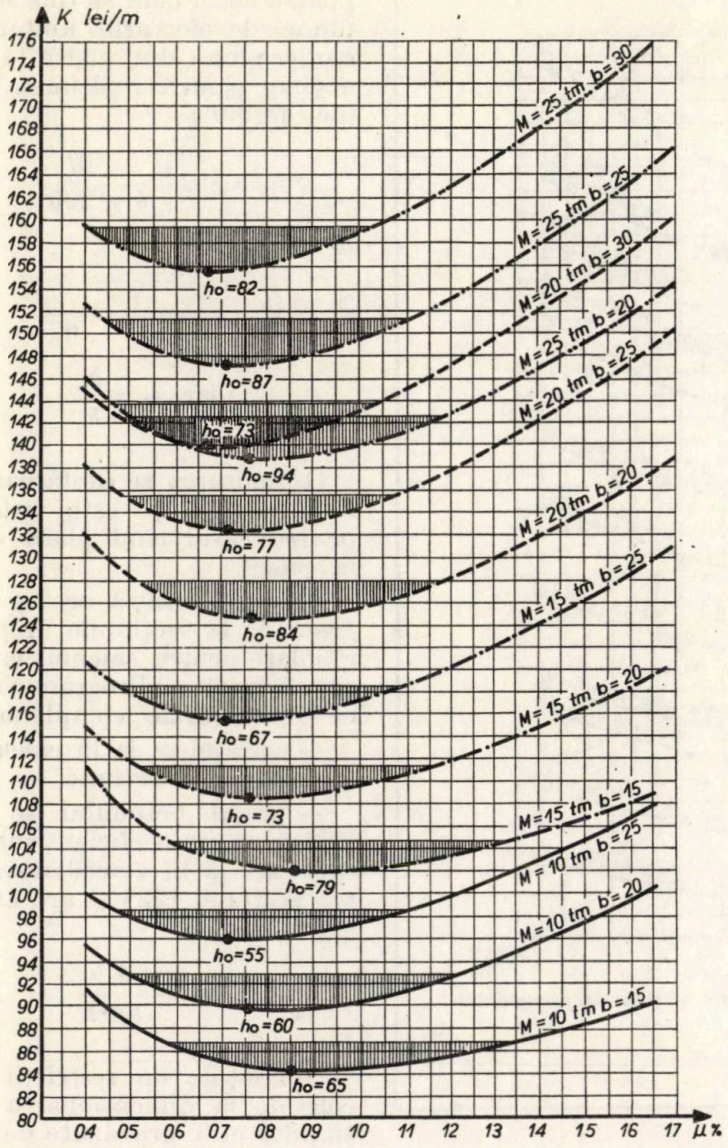


Fig. 10 — Diagrama preţ — procent de armare secţiuni dreptunghiulare

NOTĂ. Valorile pe axa μ % se vor citi: 0,4 0,5 . . . 1,7

Valoarea lăţimii b trebuie să se aleagă de la început. Programînd pe (13) şi (14) la calculatorul de birou Olivetti [15] s-au determinat curbele funcţiilor $h = h\,(b)$ pentru o mulţime de momente cuprinsă între 5 tm şi 30 tm la combinaţiile de mărci B 150-OB 38, B 200-PC 52, B 250-PC 60 (fig. 13, 14, 15).

Se observă că pentru un M dat există o mulţime de rapoarte h/b economice. Preţul minimum minimorum se obţine pentru cel mai mare raport h/b. În majoritatea tratatelor de beton armat ([1], [7], [21]) se recomandă rapoarte cuprinse între 1,5 şi 3. Impunînd un asemenea raport, din fig. 13, 14, 15 se poate determina că pentru un moment dat există o secţiune şi numai una cu un anumit procent de armare care dă preţul minim. Aceasta este secţiunea optimă corespunzătoare momentului dat.

Depăşirea raportului h/b recomandat duce la alte secţiuni şi mai economice. Trebuie să amintim că la grinzi nefixate sau slab fixate pe lungime şi cu un raport $h/b > 3$ poate să apară pericolul de flambaj lateral din încovoiere sau încovoiere cu torsiune accidentală. Pentru aceste cazuri este bine să se ia o serie de măsuri descrise în lucrarea [14], precum şi alte restricţii şi îmbunătăţiri constructive pentru îndepărtarea pericolului de flambaj.

d. O altă concluzie ce se desprinde se referă la curbura funcţiilor de preţ în zona de minim (fig. 13, 14, 15).

Se observă că, admiţînd o depăşire a preţului K_{min} cu 3 %, se pot utiliza procente de armare mult mai mici, aşa-numitele procente eficiente de armare. Relaţia $K_{efectiv} \leqslant K_{min}\left(1 + \frac{3}{100}\right)$ (15) defineşte un domeniu destul de larg pentru procentele economice de armare. Se consideră că se pot lua ca fiind recomandate procentele cuprinse între limitele eficiente şi cele optime (tab. 6).

e. Admiţînd o depăşire de cca 3 % a preţului pe metru liniar de grindă pentru a utiliza procente mai mici de armare (procentele eficiente), se obţine o economie de armătură de 10...15 %. Valoarea metalului economisit este, şi la grinzi, mai mare decît investiţia suplimentară ΔK, iar preţul de revenire al unui kg de armătură economisită este sub preţul oficial K_a.

Există o serie de restricţii care limitează utilizarea unor procente mici de armare care să se mai situeze în domeniul economic, printre care enumerăm :

— raportul h/b, care nu poate fi majorat oricît pe considerente de stabilitate, estetice şi funcţionale ;

— coeficientul de spor al armăturii creşte mult la procente mici de armare ;

— o parte din armătura longitudinală de rezistenţă este necesară pentru armături înclinate la care nu se admit bare flotante.

Pentru secţiuni în formă de T, expresiile volumului de beton, suprafeţei de cofraj şi cantităţii de armătură se schimbă. Dacă se consideră cofrajul orizontal al plăcii inclus

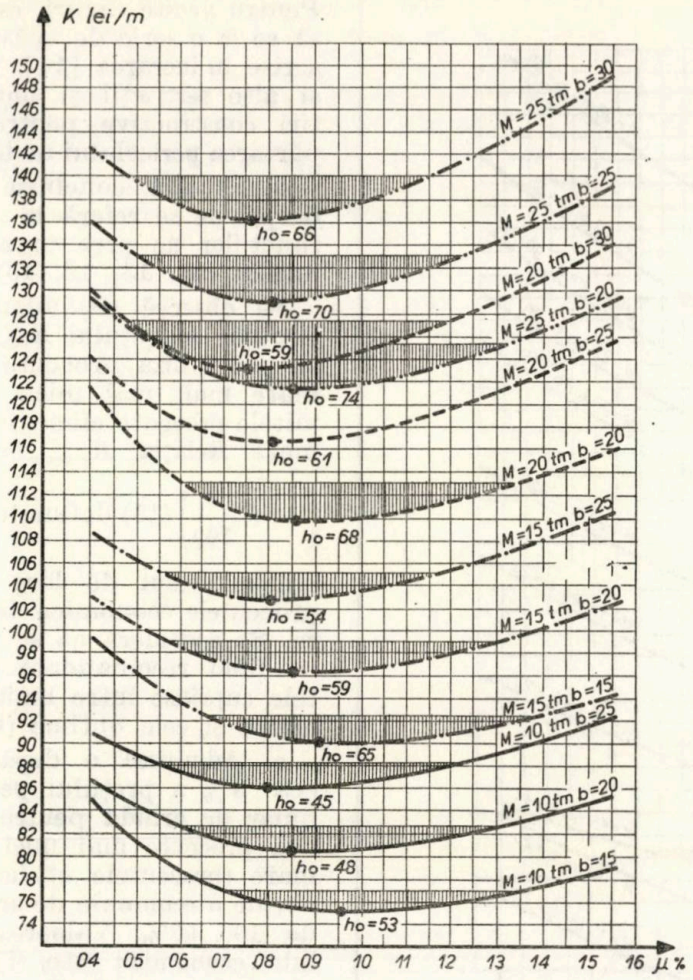


Fig. 11 – Diagrama preț – procent de armare secțiuni dreptunghiulare B 200 – PC 52

NOTĂ. Valorile pe axa μ% se vor citi: 0,4 0,5 ... 1,6

Tabelul 5

Procente optime în funcție de b (lățimea secțiunii)

Nr. crt.	Combinația de mărci	b = 15 cm	b = 20 cm	b=25 cm	b=30 cm	Obs.
1.	B 150 – OB 38	0,85%	0,75%	0,70%	0,65%	fig. 10
2.	B 200 – PC 52	0,95%	0,85%	0,80%	0,75%	fig. 11
5.	B 250 – PC 60	0,85%	0,75%	0,70%	0,65%	fig. 12

Tabelul 6

Procente eficiente și optime de armare la grinzi cu secțiune dreptunghiulară

Nr. crt.	Combinația mărcilor	Procente eficiente (consum minim oțel)	Procente optime (cost minim)	Obs.
1.	B 150 – OB 38	0,40 – 0,60%	0,65 – 0,85%	fig. 10
2.	B 200 – PC 52	0,50 – 0,70%	0,75 – 0,95%	fig. 11
3.	B 250 – PC 60	0,40 – 0,55	0,65 – 0,85%	fig. 12

la placa dintre două grinzi, pentru cazul cînd se ține seama numai de eforturile unitare de compresiune din placă [1], se obține, pentru înălțimea optimă, formula

$$h_0 = \eta' \varphi \sqrt{\frac{\alpha M_0}{b + 200\varepsilon_c}} \qquad (15)$$

în care :

$$\eta' = \sqrt{\frac{1}{(1-\eta)(1-0{,}5\eta)}} \qquad (16)$$

$$\text{iar } \eta = \frac{h_p}{h_0} \qquad (17)$$

Optimizarea se desfășoară în două trepte și este valabilă pentru cazul cînd placa se ia în calcul.

Se poate utiliza același program de la secțiunile dreptunghiulare pentru calculul la mașina Olivetti – Programma 101 cu următoarele completări :

– cofrajul se ia în calcul ca și pentru o secțiune $bp \times h$;

– prețul betonului se amplifică cu un coeficient subunitar, care ia în considerare forma secțiunii [22] și are expresia :

$$\psi_s = \frac{A\,b}{bp \cdot h} \qquad (18)$$

– relațiile de restricții sînt cele de la dimensionarea secțiunilor în T prevăzute de normele în vigoare ([26], [28]).

4. CONCLUZII

4.1. Cu privire la dimensionarea actuală a secțiunilor

În prezent există două norme de calcul al elementelor de beton armat valabile la noi în țară : STAS 8000/1967 și normativul P 58–70.

Se apreciază că aceste reglementări corespund celor mai avansate principii utilizate în prezent pe plan mondial, iar aplicarea lor, față de vechea normă STAS 1546/1950 (abrogat), duce, în ansamblu [24], la următoarele reduceri de consum de oțel :

– cca 5%, în cazul aplicării STAS 8000/1967 ;

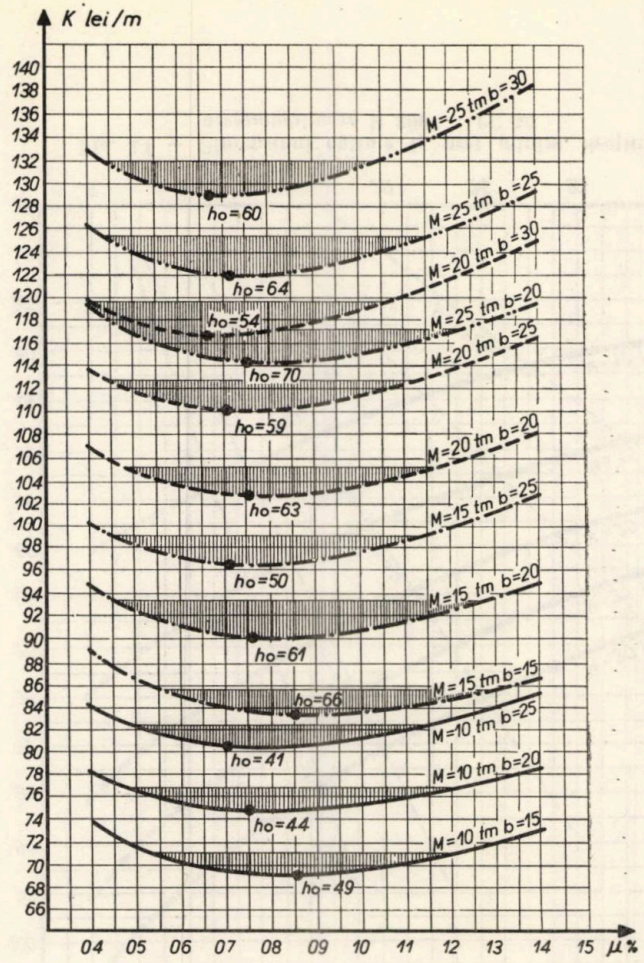


Fig. 12 — Diagrama preț — procent de armare secțiuni dreptunghiulare B 250 — PC 60

NOTĂ. Valorile pe axa μ % se vor citi : 0,4 0,5 . . . 1,5

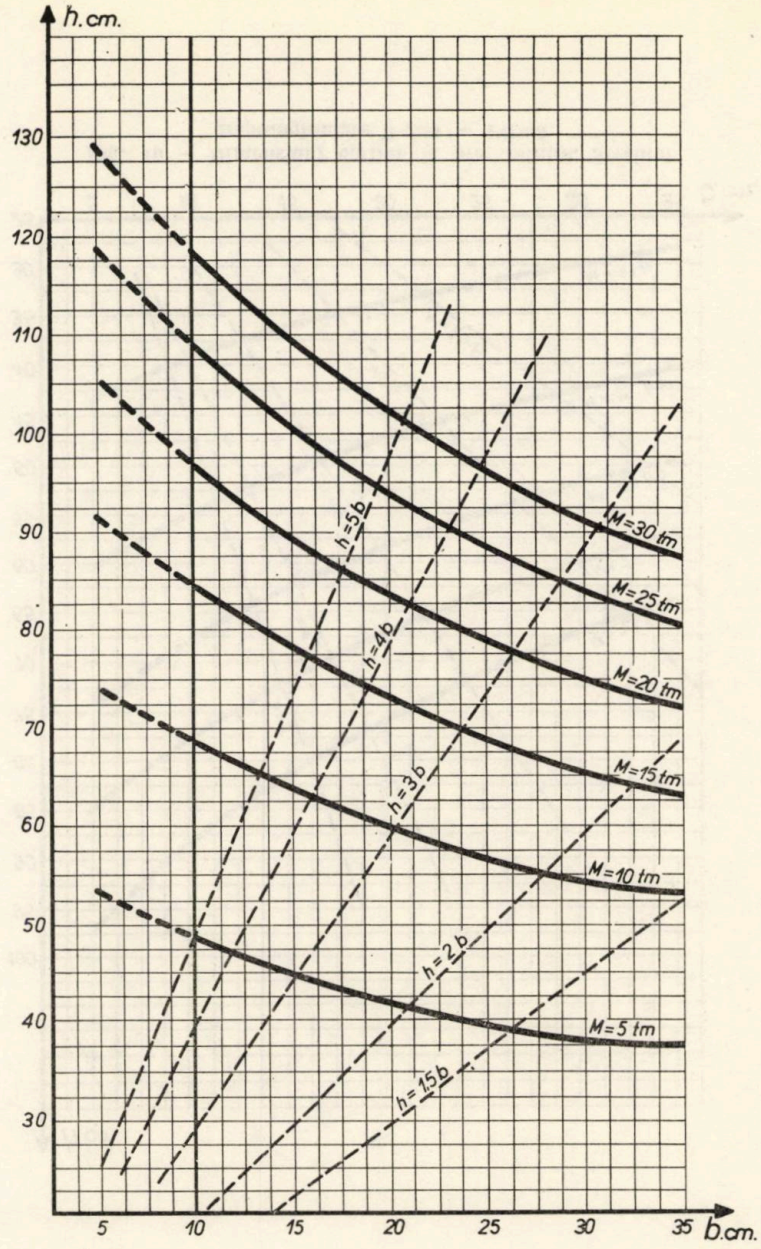


Fig. 13 — Dimensiuni optime la preț minim. Secțiuni dreptunghiulare B 150 — OB 38

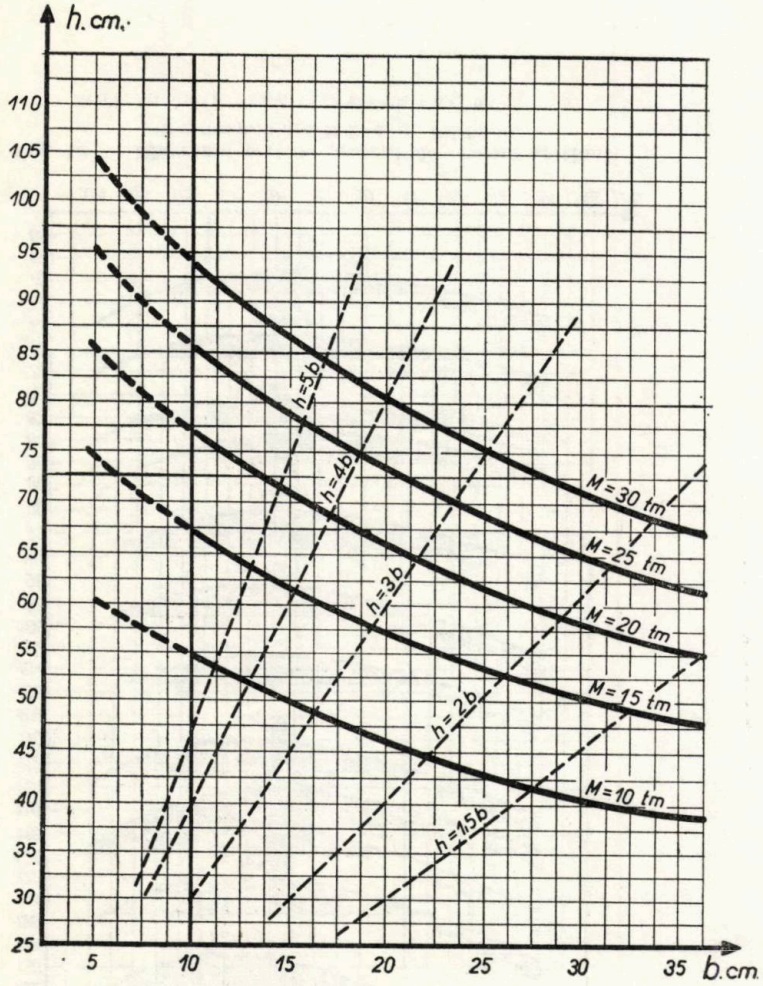


Fig. 14 — Dimensiuni optime la preț minim. Secțiuni dreptunghiulare B 200 — PC 52

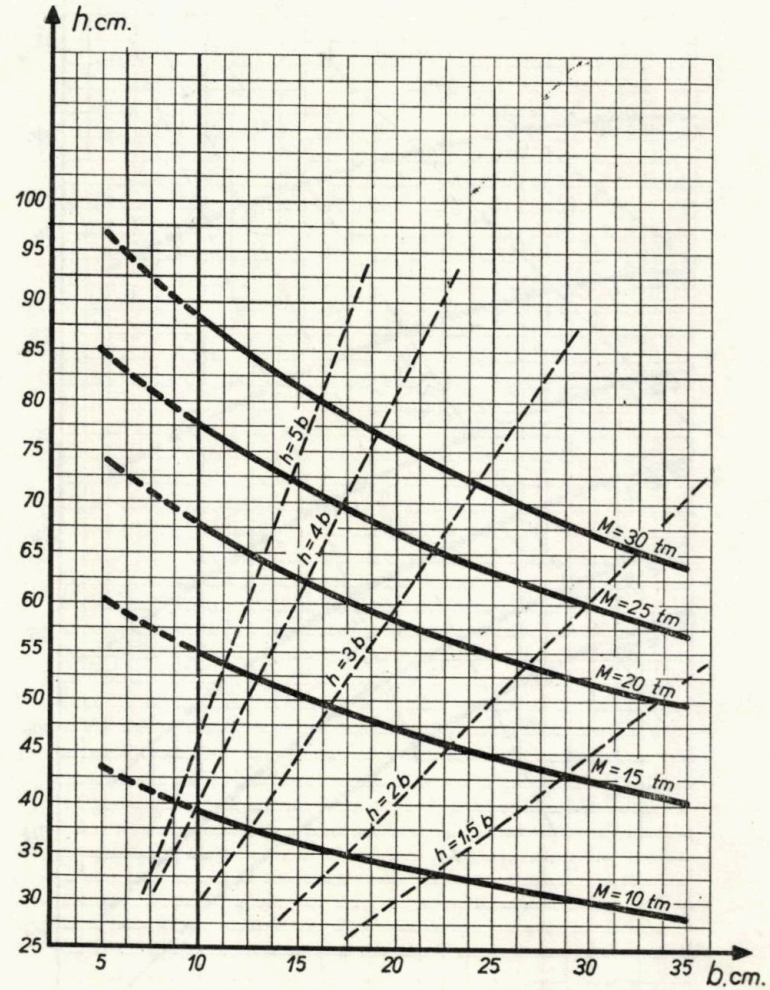


Fig. 15 — Dimensiuni optime la preț minim. Secțiuni dreptunghiulare B 250 — PC 60

— cca 3%, în cazul aplicării normativului P 58—70.

După cum s-a arătat în cap. 3, prin alegerea, la dimensionarea secţiunilor, a procentului optim de armare se obţin elemente de secţiuni optime pe criteriul costului minim. Admiţînd un cîmp de toleranţă pentru costul elementului între K_{min} şi $K_{min} + 3\%\ K_{min}$ (după unii autori 5% [22]; 2% şi 3% [7], [21], [24]) se poate alege armarea cu procente eficiente de armare, care duce la economii importante de oţel ce se ridică la cca 10...15% din consumul total de armătură corespunzător procentelor optime.

În figura 16 *a*, 16 *b* s-au reprezentat analitic variaţiile K ($\mu\%$). Se observă şi din aceste grafice că preţul de revenire al metalului economisit prin utilizarea procentelor eficiente este sub preţul oficial al armăturii K_a.

Pentru a verifica modul de desfăşurare a dimensionării la ora actuală şi pentru a determina care este media procentelor de armare utilizate la elemente de beton armat s-au studiat un număr de 525 de cazuri din proiecte tip şi proiecte unicate elaborate în ultimii doi ani (1970—1971).

În studiul statistic întreprins s-a utilizat metoda selecţiei întîmplătoare nerepetată ([3], [10], [16]), iar calculul indicatorilor sintetici ai seriei de selecţie s-a făcut transformînd toate cazurile la combinaţia de mărci B 200-PC 52.

Indicatorii sintetici ai seriei de procente analizate la plăci sînt :

$$\bar{\mu} = 0{,}463\%; \quad \sigma = 0{,}173;$$

$$v = 37{,}4\%.$$

Pentru o probabilitate de 0,9979, considerînd o repartiţie normală Gauss — Laplace, eroarea limită a mediei calculate este :

$$\Delta\mu = 0{,}025\%$$

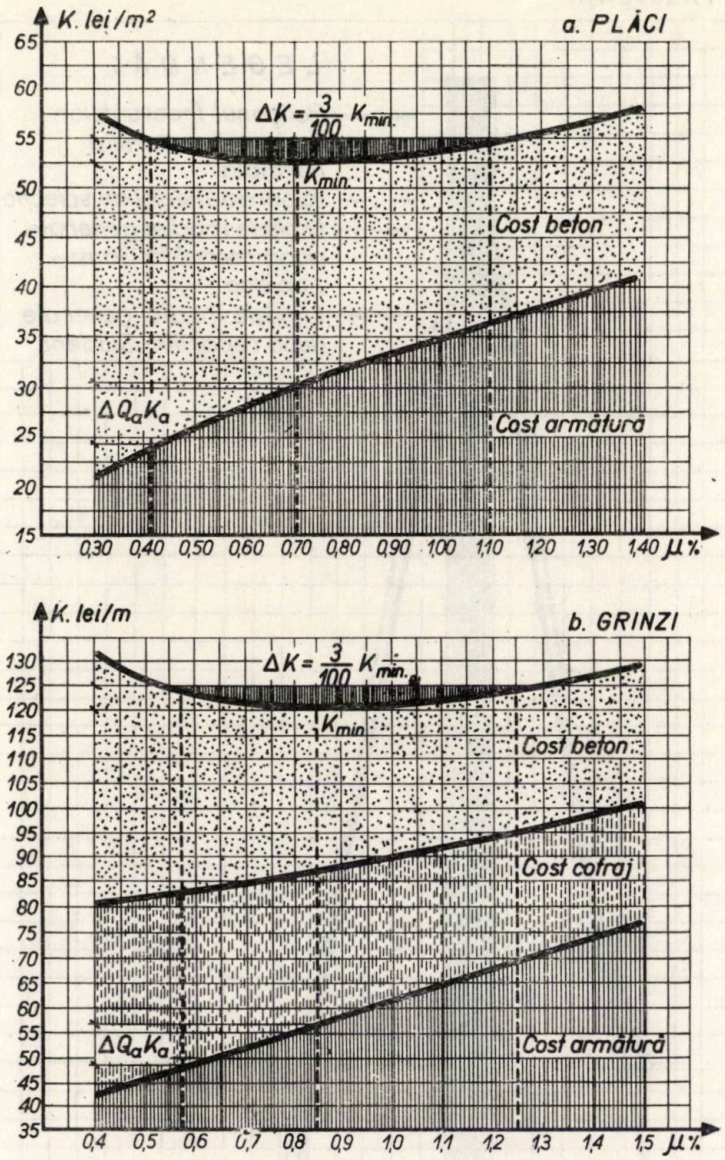


Fig. 16 — Variaţia costurilor în funcţie de $\mu\%$. B 200 — PC 52

$$\Delta Q_a K_a > \Delta K_{min} \quad \Delta Q_a > \frac{\Delta K_{min}}{K_a}$$

Deci, media întregii mulţimi a procentelor de armare la plăci va fi cuprinsă în limitele :

$$0{,}438\% \leqslant \bar{\bar{\mu}}\% \leqslant 0{,}488\%$$

În cazul unei repartiţii Student pentru aceeaşi probabilitate de 0,9979 :

$$\Delta\mu = 0{,}046\%,$$

iar media tuturor procentelor de armare la plăci va fi cuprinsă între limitele :

$$0{,}417\% \leqslant \bar{\bar{\mu}}\% \leqslant 0{,}509\%.$$

Pentru seria de selecţie a procentelor de armare studiată, rezultatele s-au reprezentat în fig. 17. Se observă că media generală a tuturor procentelor de armare la plăci se situează aproximativ la limita minimă a procentelor optime

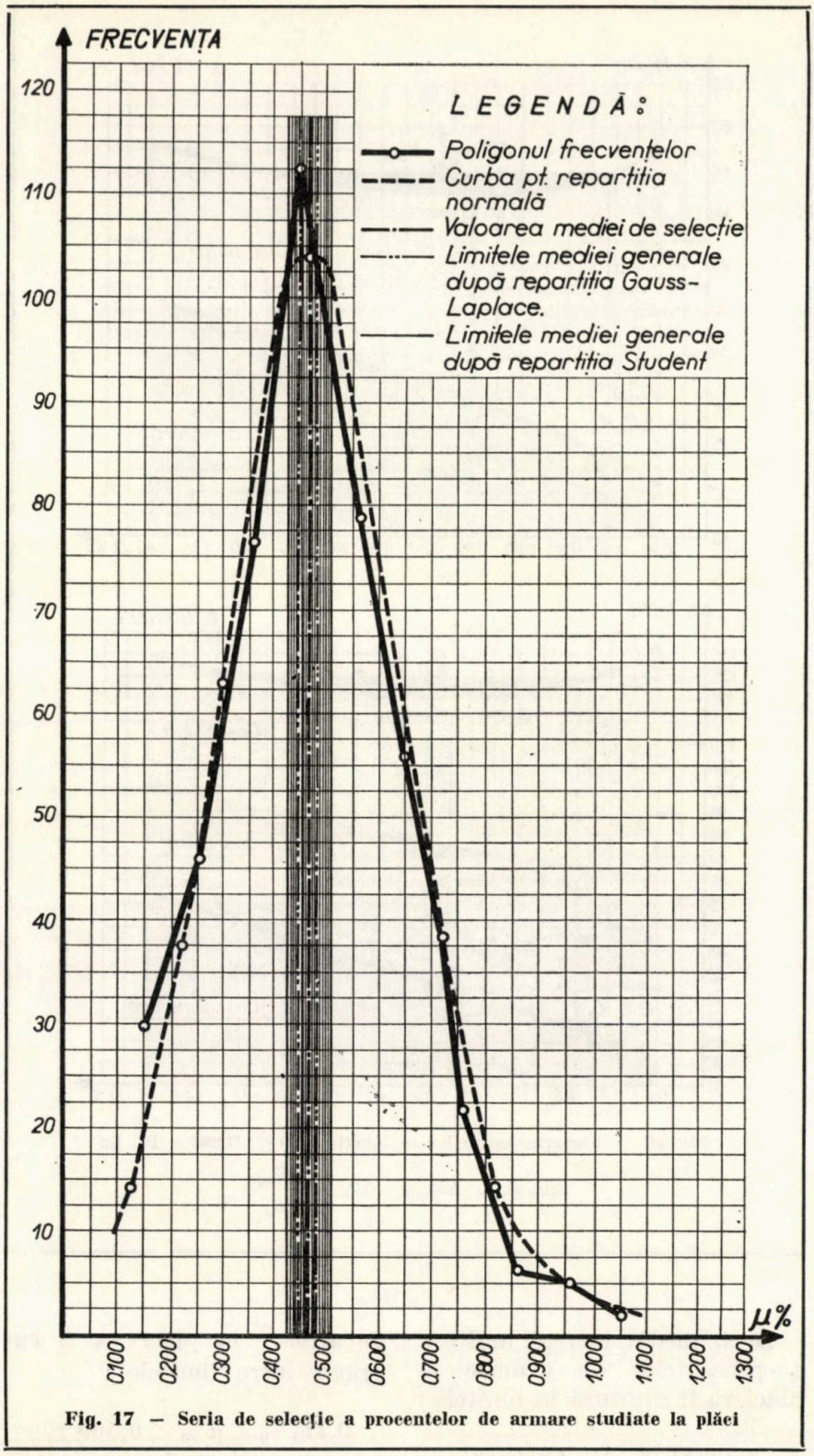


Fig. 17 — Seria de selecție a procentelor de armare studiate la plăci

	Plăci	Grinzi	Obs.
după [22]	—	1,01 — 1,8 %	corespund la mărcile sovietice
după [18]	0,6 — 0,8 %	—	nu mai corespund
după [21]	0,340 + 0,690 ;	1,03 — 1,38	conform ipotezelor admise
prezenta	0,475 + 0,675 %	0,75 ÷ 0,95	conform ipotezelor admise

de armare pentru B 200 — PC 52 (vezi tabelul 4). Față de mediana intervalului de procente eficiente de armare, la aceeași combinație de mărci care are valoarea de 0,375 % mai există o rezervă de procent de armare de 0,463 % — 0,375 % = = 0,088 % care poate fi economisită.

Pentru grinzi, media procentelor de armare pe un număr de 90 de elemente este de 0,798 % și se situează în intervalul procentelor optime de armare la combinația de mărci B 200-PC 52 (vezi tabelul 6). Și la grinzi, față de mediana intervalului de procente eficiente de armare care are valoarea de 0,600 %, mai există o rezervă de procent de armare de 0,798 % — 0,600 % = 0,198 % care poate fi, de asemenea, economisită.

Putem face constatarea că prevederile directivelor [27] au fost respectate de mediile generale ale procentelor de armare la elementele de beton armat încovoiate. Aceste directive prevăd limite maxime de armare în echivalent PC 52 de 0,5 ÷ 0,6 % la plăci și de 0,8 ÷ 1,0 % la grinzi, cu depășiri în cazuri speciale.

4.2. Cîteva recomandări

Determinarea procentelor optime de armare a fost în atenția multor lucrări ([21], [22], [25] și altele) care, prin exemple de calcul și comparații, stabilesc cîteva limite de armare optimă pe criteriul prețului de cost minim. Astfel, se recomandă ca procente optime în echivalent PC 52 cele din tabelul alăturat.

În paragraful 4.1. s-au determinat prin metode statistice mediile generale ale procentelor de armare la plăci și grinzi, relevîndu-se rezervele ce se mai pot economisi.

Se consideră că procentele optime de armare diferă, la același sistem economic, de la

o etapă la alta şi, ca atare, limitele indicate în [18], [22] şi [25] şi altele cunoscute pînă în prezent nu mai sînt valabile.

Este necesar să se adopte limite noi ale procentelor optime şi este recomandat a se utiliza, pe cît posibil, procentele eficiente. Trecerea la o armare mai economică din punctul de vedere al consumului de oţel va avea unele efecte tehnico-economice extrem de avantajoase, după cum urmează :

— reducerea consumurilor de oţel (cu cca 10÷15%);

— majorarea rigidităţii unor structuri ;

— depărtarea de starea limită de deformaţie cu înscrierea mult mai uşoară în limitele procentelor de armare sub care nu mai este necesară verificarea la deformaţie ([4], [23]);

— încadrarea mai uşoară în limitele procentelor admise în statica plastică [13].

Prezentul studiu are caracter orientativ, întrucît s-au admis ipoteze simplificatoare, neluîndu-se în considerare o serie de factori de influenţă prezentaţi la paragraful 1.3.

Se poate trage concluzia că şi pe calea dimensionării economice a elementelor de beton armat proiectanţii şi alţi specialişti din construcţii pot să contribuie la majorarea eficienţei investiţiilor, întrucît această preocupare are influenţe favorabile multiple asupra economiei noastre naţionale.

BIBLIOGRAFIE

[1] Avram N. C. : *Betonul armat — proiectarea şi dimensionarea secţiunilor.* Editura Tehnică, Bucureşti, 1952.

[2] Avram N. C. : *Grinzi continue.* Editura Tehnică, Bucureşti, 1965.

[3] Biji M., Stoichiţă I. : *Metoda selectivă în cercetarea statistică.* Editura Ştiinţifică, Bucureşti, 1957.

[4] Cărare T. : *Oţeluri superioare pentru beton armat şi beton precomprimat.* Editura Tehnică, Bucureşti, 1969.

[5] Cărare T., Weissenberg M. : *Studii şi cercetări în vederea asimilării celor mai eficiente tipuri de oţeluri pentru beton armat.* Studii şi cercetări INCERC nr. 8, 1968.

[6] Cioroiu R., Dobrescu Fl. : *Propunerea unei metode de estimare a eficienţei economice a investiţiilor folosind teoria utilităţii.* Rev. Construcţii nr. 1/1971.

[7] Hangan D. M. : *Construcţii de beton armat.* Editura Tehnică, Bucureşti, 1963.

[8] Kostiukovskii M. G. : *Reducerea greutăţii elementelor structurale din beton armat în construcţiile industriale.* — Traducere I.D.T. din Promîşlennoe stroitelstvo nr. 6, 1970.

[9] Lerner R. : *Plăci de beton armat. Stabilirea înălţimii optime pe criteriul preţului de cost.* Programe pentru calculatorul OLIVETTI, fascicula 8 a/1969.

[10] Mihoc Gh., Urseanu V. : *Matematici aplicate în statistică,* Editura Academiei, Bucureşti, 1962.

[11] Munteanu Gh. : *Dimensionarea la încovoiere a grinzilor de beton armat după criteriul minimizării costului.* Programe pentru calculatorul OLIVETTI — fascicula 8 a/1969.

[12] Pasanisi G. : *Un critère d'économie pour les projets des ossatures en béton armé,* Béton armé, august-sept. 1963.

[13] Petcu V., Stănculescu G. : *Comportarea în domeniul plastic a plăcilor pătrate de beton armat.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 7, 1967.

[14] Pop Al., Tripa E., Radu I. : *Stabilitatea elementelor liniare solicitate la încovoierea cu torsiune.* Conferinţa a II-a de betoane, Cluj, 1970.

[15] Pop Al., Vlad I., Zaiu E. : *Determinarea înălţimii optime la grinzi încovoiate — criteriul cost minim.* Programateca DSAPC-Deva pentru calculatorul Olivetti.

[16] Rancu N., Tovissi L. : *Statistica matematică cu aplicaţii în producţie.* Editura Academiei, Bucureşti, 1963

[17] Răutu S., Chiroiu V. : *În legătură cu calculul construcţiilor de greutate minimă.* Studii şi cercetări de mecanică aplicată, nr. 2, 1968.

[18] Roşianu L. : *Abace de calcul la încovoiere a secţiunilor de beton armat.* I.P.C.T., 1968.

[19] Stănculescu G., Petcu V., Ionescu P. : *Fisurarea plăcilor armate pe două direcţii.* Studii şi cercetări INCERC, nr. 5, 1968.

[20] Sheu C. Y., Prager W. : *Recente dezvoltări în proiectarea optimă a structurilor.* Traducere I.D.T. din „Applied Mechanics Review" — octombrie, 1968.

[21] Tertea I., Oneţ T., Beuran M., Păcurar V. : *Proiectarea betonului armat.* Institutul politehnic Cluj, 1971.

[22] Varenik E. I. : *Bazele analizei tehnico-economice a elementelor de construcţii.* E.S.P.A.C., Bucureşti, 1954.

[23] Weissenberg M. : *Simplificări privind aplicarea practică a calculului deschiderii fisurilor şi a calculului săgeţilor la elementele de beton armat.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 3, 1967.

[24] Weissenberg M : *Consideraţii privind unele posibilităţi de reducere a consumului de oţel în proiectarea construcţiilor de beton armat.* Conferinţa III-a de betoane, Cluj, 1970.

[25] Zacopceanu A. : *Exemple de calcul pentru dimensionarea secţiunilor de beton armat.* Editura Tehnică, Bucureşti, 1952.

[26] * * * : *Calculul elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat* — STAS 8000/67.

[27] * * * : *Directive privind creşterea gradului de prefabricare şi reducerea consumului de materiale deficitare la lucrările C.M. Indicativ P 56—71.*

[28] * * * : *Normativ de calcul al elementelor de beton armat prin metoda la rupere.* M.C. Ind. — P 58—71.

STUDIUL TEORETIC ŞI EXPERIMENTAL AL PLANŞEELOR PREFABRICATE DIN DOUĂ PANOURI, ÎNCĂRCATE NESIMETRIC *

Dr. doc. şt. tehn. MIRCEA V. SOARE
Dr. ing. VALERIU PETCU
Ing. UMBERTO PANCALDI
Ing. MAGDA DINCULESCU-CRAINICESCU

1. INTRODUCERE

În două lucrări anterioare [3], [4] au fost descrise studiile teoretice şi experimentale, efectuate în cadrul INCERC, privind comportarea planşeelor de beton armat prefabricate, executate din două panouri îmbinate în cîmp. Aceste planşee, destinate construcţiilor civile cu multe niveluri, făceau parte din structurile de clădiri cu schelet mixt şi prefabricat, proiectate de ISART.

În continuarea studiilor şi proiectelor din anii trecuţi, ISART se preocupă, în prezent, de introducerea pe scară largă a unor soluţii mai avansate, printre care un loc important îl ocupă prefabricarea integrală a clădirilor social-culturale de serie.

Datorită faptului că elementele prefabricate, preconizate în proiecte, constituie soluţii de mare repetare, care au fost aplicate pînă în prezent doar izolat în ţara noastră şi că nu avem cunoştinţă de aplicarea unor soluţii similare în alte ţări, s-a considerat ca indispensabilă obţinerea unei confirmări experimentale a rezolvărilor date în proiectele elaborate de ISART[1].

Colaborarea dintre proiectare şi cercetare în acest gen de probleme nu este nouă, ea făcînd obiectul unor studii teoretice şi experimentale în anii trecuţi, la care ne-am referit la început.

În aceste studii au fost elucidate o serie de aspecte cum ar fi : comportarea armăturilor din oţel superior fără palier de curgere, comportarea planşeelor sub încărcări uniform distribuite pe toată suprafaţa, influenţa unor condiţii complexe de rezemare etc.

Faţă de programul de experimentări efectuat în anii precedenţi, studiile de faţă[2] au avut în vedere plăci de alte dimensiuni, alte ipoteze de încărcare (în speţă încărcare uniformă, însă diferită pe cele două panouri) şi trei tipuri diferite de îmbinare în lungul rostului median.

2. CARACTERISTICILE PANOURILOR ŞI PLANŞEELOR

Cele două panouri, care au alcătuit fiecare planşeu, au avut dimensiunile în plan 3,54 × 4,74 m şi o grosime de 10 cm. Pe laturile scurte, feţele laterale au fost lise, iar pe laturile lungi, feţele au prezentat dinţi şi mustăţi diferite, corespunzător soluţiilor de îmbinare preconizate.

În funcţie de lăţimea rostului ce se monolitizează, planşeele au avut lungimea L_1 = 7,14 m, L_2 = 7,34 m, respectiv L_3 = 7,10 m, lăţimea fiind aceeaşi : l = 4,74 m.

Planşeele au fost rezemate simplu pe ziduri de cărămidă (de 25 cm grosime şi 2 m înălţime) prin intermediul unei centuri de beton armat cu secţiunea de dimensiuni 25 × 20 cm, armată cu 4 Ø 10 mm şi etrieri Ø 6 la 20 cm. Pentru asigurarea unei rezemări continue a planşeului pe centură, pe aceasta s-a aşternut în prealabil un strat de mortar de ciment de 1 cm grosime.

Rezemarea planşeelor s-a făcut astfel încît luminile lor să fie de 5,80 m, pe direcţia laturii lungi, şi 3,40 m pe direcţia laturii scurte. Prin această rezemare s-a realizat ieşirea în consolă, dincolo de marginea exterioară a centurii, cu cîte 42 cm de fiecare parte a laturii lungi şi cu cîte 42 . . . 52 cm (corespunzătoare tipurilor de îmbinare) de fiecare parte a laturii scurte.

Fiecare panou a avut prevăzute cîte două goluri de dimen-

* Un rezumat al acestei lucrări a fost comunicat de către primul dintre autori la a III-a Conferinţă de betoane, Cluj, 22—24 octombrie 1970.

[1] Şef de proiect : ing. L. Roşianu

[2] Studiul teoretic şi experimental la care se referă acest articol a fost executat în baza contractului nr. 1851/1970, încheiat între ISART şi INCERC.

siuni reduse (35 × 18 cm), aşa cum vor avea şi planşeele reale în exploatare, necesare pentru lucrările de instalaţii. Ele au fost prevăzute pentru a putea detecta concentrări de eforturi sau amorsări de fisuri şi eventuale reduceri ale capacităţii portante datorită prezenţei lor în planşeu.

Conform programului de experimentări, au fost confecţionate şase panouri, denumite A_1, A_2, B_1, B_2, C_1, C_2 şi servind la confecţionarea a trei tipuri de plăci A, B, C. Panourile A_1 şi A_2, respectiv B_1 şi B_2, C_1 şi C_2, au fost identice, fiind notate distinct doar datorită confecţionării la date diferite şi încărcării lor distincte.

Cele trei planşee au fost încercate de două ori fiecare, şi anume o dată pînă la fisurare (I) şi a doua oară, într-o nouă poziţie, pînă la rupere (II).

Cele două poziţii ale aceluiaşi planşeu au fost realizate după cum urmează:

1) s-au aşezat panourile A_1 şi A_2 pe centura de beton armat şi s-a monolitizat rostul, după care s-a încercat planşeul A pînă la apariţia primei fisuri;

2) după această primă experimentare, s-a desfăcut cît mai îngrijit rostul; apoi fiecare din cele două jumătăţi ale planşeului a fost rotită cu 180°. În acest fel, marginile lungi ale fiecărui panou, care în prima poziţie erau în exterior (constituiau laturile scurte ale planşeului), au ajuns să constituie marginile care se întîlnesc în rost.

Schemele de alcătuire a panourilor, respectiv a planşeelor A, B, C, şi a celor patru tipuri de îmbinare 1*a*, 1*b*, 2 şi 3 sînt reprezentate în figura 1.

Detaliile de alcătuire a tipurilor de îmbinări în cîmp, ce au fost încercate pînă la apariţia primei fisuri în planşeu, respectiv la rupere, sînt redate în figura 2.

Alcătuirea generală a panourilor (A_1, A_2) ce au alcătuit planşeul A, împreună cu secţiuni indicînd modificările la panourile B_1, B_2 şi C_1, C_2, este dată în figura 3.

Dispoziţia generală a perechilor de panouri îmbinate în cîmp este dată în figura 4.

Detalii de armare sînt date în figurile 5*a* şi 5*b*. Armătura de rezistenţă a panourilor a fost alcătuită din vergele de oţel PC 52; armarea de la faţa superioară a constat din vergele de oţel OB 38.

Se mai precizează că, în realitate, planşeele cuprinse în proiect nu au console. Acestea au fost însă prevăzute la experimentare pentru a putea simula continuitatea peste reazeme.

3. PROGRAMUL EXPERIMENTAL

În principal, din experimentări urmau să rezulte, pentru fiecare planşeu, următoarele:

a) sarcina la care apar primele fisuri în planşeu;

b) sarcina de rupere;

c) evoluţia săgeţilor pînă în momentul ruperii;

d) evoluţia fisurilor, obţinută prin relevee la diferite trepte de încărcare;

e) aprecieri generale comparative (asupra tipurilor de îmbinări) şi propuneri de îmbunătăţire.

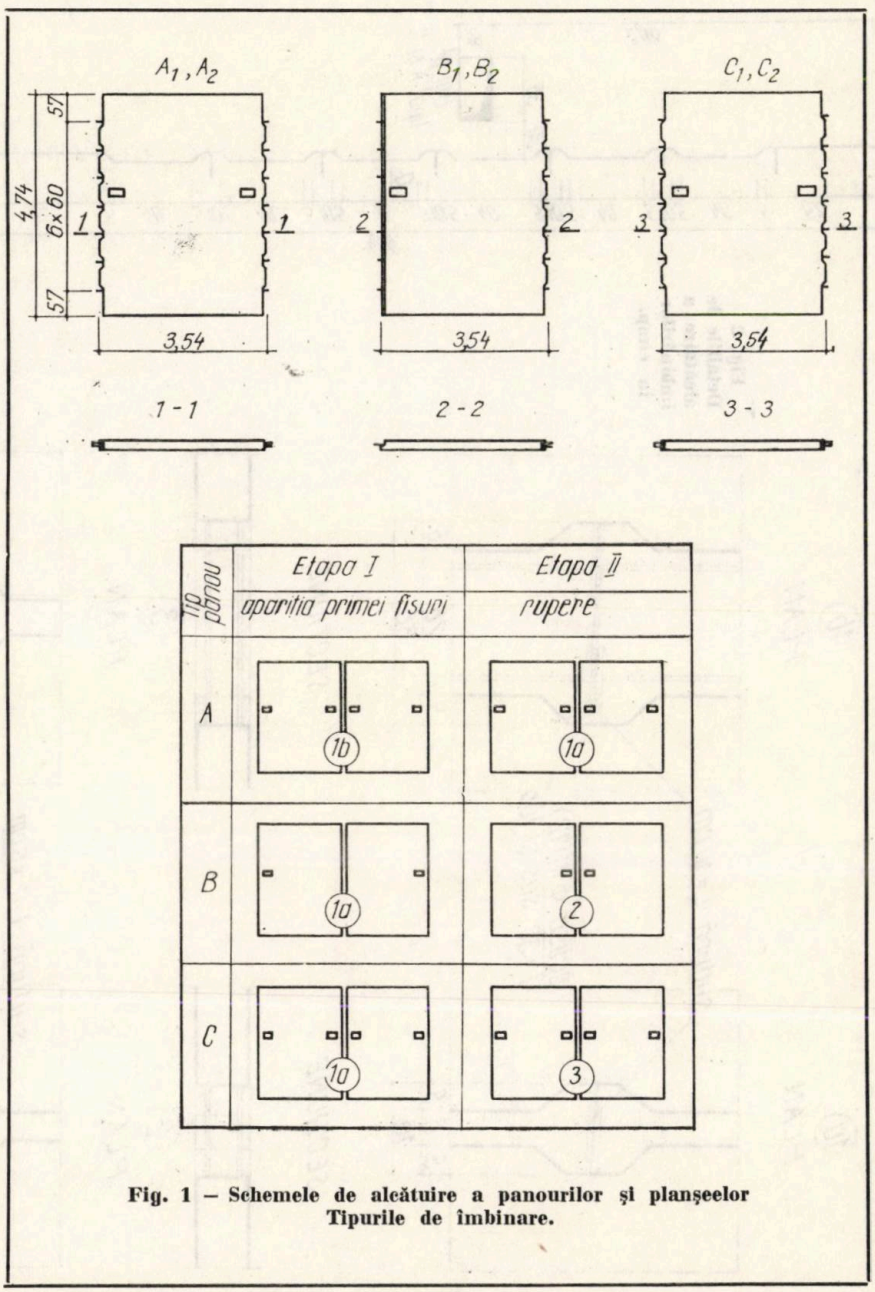


Fig. 1 – Schemele de alcătuire a panourilor şi planşeelor Tipurile de îmbinare.

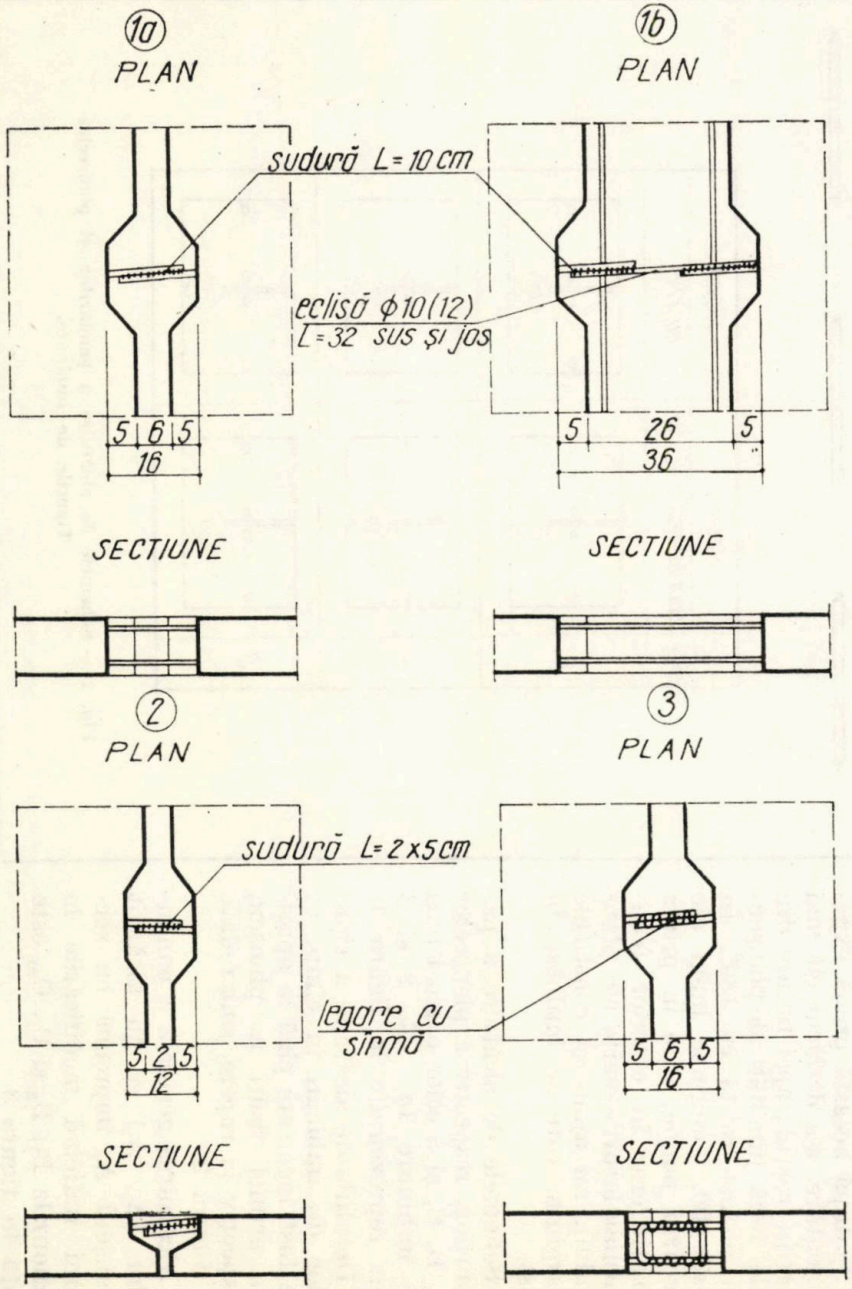
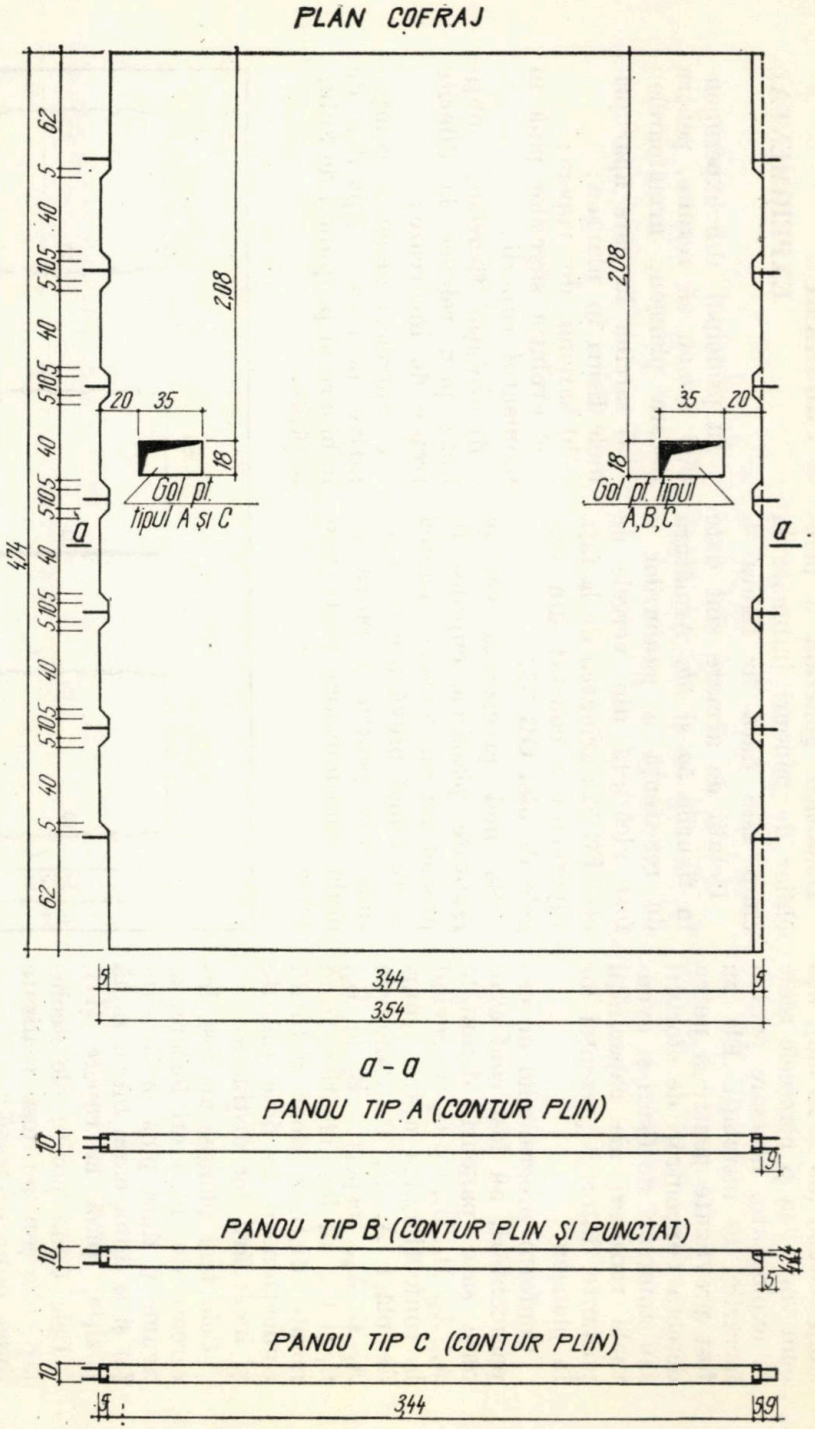


Fig. 2 Detaliile de aleătuire a îmbinărilor în cîmp.

Fig. 3 Aleătuirea generală a planșeelor.



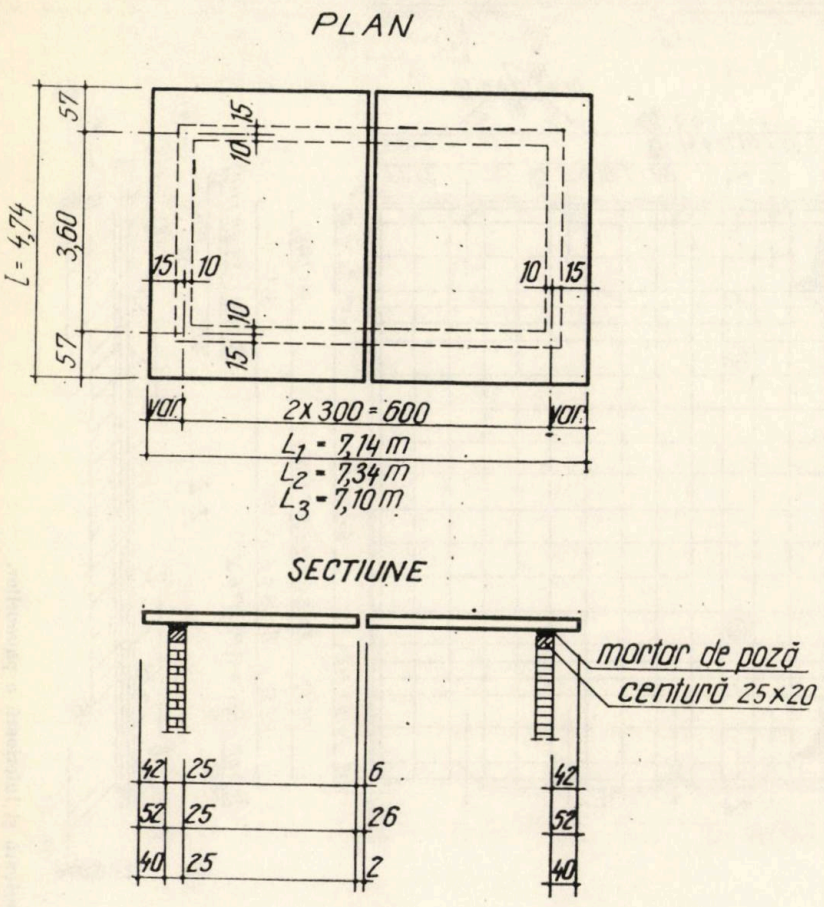


Fig. 4 — Dispoziţia generală a planşeelor.

Aceste aspecte au putut fi urmărite şi înregistrate, fiind redate în paragraful 7.

Pentru treptele de încărcare (diferită a celor două panouri) a existat o propunere a beneficiarului, acceptată, cu unele modificări, de către INCERC. Datele de temă propuse şi definitivate au fost redate, în paralel, în tabelul 1.

În ultimele două coloane ale acestui tabel au fost trecute rapoartele dintre încărcările celor două panouri. În expresia fiecărei încărcări q (pentru calculul acestor rapoarte) a fost înglobată şi greutatea proprie $g = 250$ kgf/m^2. Diferenţele între treptele de încărcare preconizate iniţial şi cele definitive (experimentale) se explică prin aceea că, în ultimul caz, în faza finală a experimentărilor, raportul dintre încărcările celor două panouri, notat cu β, este practic constant (în calcule s-a admis $\beta = 0{,}53$) şi poate fi aplicată o teorie consecventă a liniilor de rupere (vezi paragraful 6).

Încărcarea consolelor a fost redusă, faţă de propunerea iniţială, pentru a preveni dezvoltarea unor fisuri excesive pe reazeme; de altfel, influenţa consolelor a fost redusă, ele fiind prevăzute, aşa cum s-a arătat anterior, pentru a simula continuitatea planşeului pe reazem.

Tabelul 1

Treapta de încărcare	Propunere de temă				Tema de experimentare definitivă				Raportul încărcărilor	
	Panou A_2, B_2, C_1		Panou A_1,B_1,C_2		Panou A_2, B_2, C_1		Panou A_1, B_1, C_2			
	Cîmp	Consolă	Cîmp	Consolă	Cîmp	Consolă*	Cîmp	Consolă*	propus	adoptat
1	400	400	400	400	400	250 (275)	400		1	1
2	600	600	400	400	600	375 (412)	400		0,765	0,765
3	750	750	400	400	800		400		0,650	0,619
4	900	900	400	400	1000		400		0,565	0,520
5	1050	1050	450	450	1200		500		0,538	0,517
6	1200	1200	500	500	1400		600		0,517	0,515
7	1350	1300	600	600	1500	500 (550)	700	250 (275)	0,531	0,543
8	1500	1300	700	700	1700		800		0,543	0,538
9	1750	1300	800	800	1900		900		0,538	0,535
10	1900	1300	900	900	2100		1000		0,535	0,532
11	2100	1300	1000	1000	2300		1100		0,532	0,529
12	2300	1300	1100	1100	2500		1200		0,529	0,527
13	—	—	—	—	2700		1300		—	0,525

* Valorile din paranteză reprezintă încărcările pe consolele adiacente laturilor scurte ale planşeului.

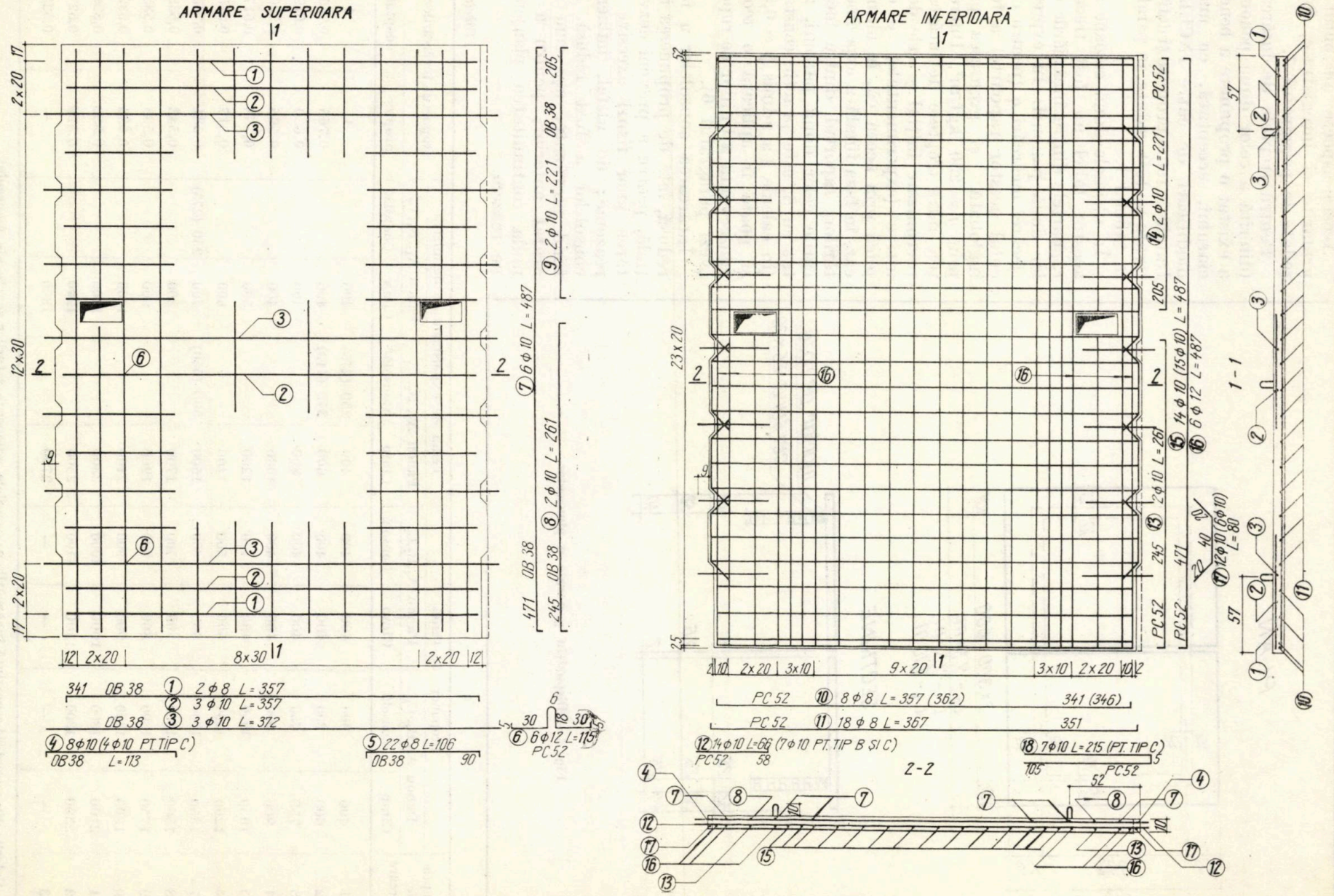


Fig. 5 – Armarea superioară şi inferioară a panourilor.

4. NOTAŢII

A, B, C — denumirea planşeelor încercate, corespunzătoare tipurilor de îmbinări utilizate

A_a — aria armăturii întinse pe unitatea de lăţime

A_{a1} — aria armăturii întinse pe unitatea de lăţime, pe direcţia laturii lungi a planşeelor

A'_{a1} — aria armăturii întinse pe unitatea de lăţime, de-a lungul rostului de îmbinare

A_{a2} — aria armăturii întinse pe unitatea de lăţime, pe direcţia laturii scurte a planşeelor

E_b — modulul de elasticitate al betonului

F — funcţie adimensională pentru determinarea încărcării de rupere $\left(= \frac{q_r l_1^2}{6M_{r1}}\right)$.

L_1, L_2, L_3 — lungimile planşeelor A, B, C

L_M — lucrul mecanic virtual al momentelor de rupere în stadiul de mecanism al planşeelor

L_q — lucrul mecanic virtual al încărcării uniform distribuite în stadiul de mecanism al planşeelor

M_r — moment de rupere pe unitatea de lăţime

M_{r1} — momentul de rupere pe unitatea de lăţime, pe direcţia laturii lungi a planşeelor

M'_{r1} — momentul de rupere pe unitatea de lăţime, de-a lungul rostului de îmbinare

M_{r2} — momentul de rupere pe unitatea de lăţime, pe direcţia laturii scurte a planşeelor

R_b^n — rezistenţa normată la compresiune a betonului, obţinută pe cuburi de 20 cm latură

R_i^n — rezistenţa normată la compresiune din încovoiere a betonului

R_t^n — rezistenţa normată de întindere a betonului

f — săgeata planşeului într-un punct curent

g — greutatea proprie a planşeului (= 250 kgf/m²)

h_0 — înălţimea utilă a planşeului

h_{01} — înălţimea utilă pe direcţia laturii lungi a planşeelor

h'_{01} — înălţimea utilă de-a lungul rostului de îmbinare

h_{02} — înălţimea utilă pe direcţia laturii scurte a planşeelor

l_1 — lungimea laturii lungi a planşeelor, care este perpendiculară pe rostul de îmbinare a celor două panouri care alcătuiesc planşeele

l_2 — lungimea laturii scurte a planşeelor $(= l_1/\lambda)$

m — parametru al momentelor de rupere $\left(= \frac{M_{r2}}{M_{r1}} \lambda^2\right)$

p' — încărcarea pe unitatea de suprafaţă, aplicată la o treaptă curentă de încărcare

p'_f — încărcarea pe unitatea de suprafaţă, corespunzătoare apariţiei primelor fisuri

q_r — încărcarea teoretică de cedare pe unitatea de suprafaţă a panoului celui mai solicitat al fiecărui planşeu (cu neglijarea efectului consolelor)

q'_r — încărcarea experimentală de cedare, pe unitatea de suprafaţă

Δq_r — surplusul de încărcare teoretică de cedare, provenit din efectul favorabil al consolelor

$q_{r,total}$ — încărcarea teoretică de cedare a planşeelor cu console $(= q_r + \Delta q_r)$

x_1, x_2, x_3 — lungimi care stabilesc poziţia punctelor de intersecţie a liniilor de rupere ale schemelor de cedare

α — coeficientul mecanic al armăturii întinse $\left(= \mu \frac{\sigma_c}{R_i}\right)$

$\alpha'_{f,max}$ — deschiderea maximă a fisurilor, măsurată la o anumită treaptă de încărcare

β — raportul subunitar dintre încărcările celor două panouri $(= 0{,}53)$

ε'_a — deformaţia specifică a armăturii întinse (măsurată experimental)

λ — raportul laturilor planşeelor, considerate fără console $(= l_1/l_2)$

μ — coeficientul geometric al armăturii întinse $\left(= \frac{A_a}{h_0}\right)$

σ_c — limita de curgere a armăturii

σ_r — rezistenţa de rupere a armăturii

$\xi_1 = \frac{x_1}{l_1}$, $\xi_2 = \frac{x_2}{l_1}$, $\xi_3 = \frac{x_3}{l_2}$ — parametri adimensionali care definesc schemele de rupere.

5. MATERIALE. CONFECŢIONAREA PANOURILOR

5.1 *Betonul*

În conformitate cu prevederile proiectului, marca betonului cerută a fost:

B 250 pentru panouri,

B 100 pentru monolitizarea rostului central la încercarea pînă la apariţia primei fisuri în planşeu,

B 200 pentru monolitizarea rostului central la încercarea pînă la rupere a planşeului.

Reţetele de beton, pus efectiv în operă, au fost următoarele (pentru 1 m³ beton):

Pentru B 250 în cele 6 panouri:

agregate 0—3 mm	560 kg
3—7 mm	280 kg
7—15 mm	1025 kg
ciment RIM 200	360 kg
apă	175
(raport $A/C \approx 0{,}49$)	
	2400 kg

Pentru betonul din monolitizare:

agregate	(I)	(II)
0—3 mm	695 kg	550 kg
3—7 mm	495 kg	275 kg
7—15 mm	790 kg	1000 kg
ciment RIM 200	250 kg	400 kg
apă	170	175
	2400 kg	2400 kg

În tabelul 2 sînt date valorile normate ale rezistenţei betonului la compresiune centrică, la compresiune din încovoiere şi la întindere, precum şi valorile normate ale modulului de elasticitate al betonului.

Pentru fiecare panou, rezistenţa normată la compresiune centrică R_b^n s-a luat egală cu

Tabelul 2

Caracteristicile mecanice ale betonului şi oţelului (valori în kgf/cm²)

Panou	Beton în panouri				Beton în monolitizări		Vechimea la data încercării (în zile)		PC 52						OB 38			
					R_b^n				σ_c			σ_r			σ_c		σ_r	
	R_b^n	R_i^n	R_t^n	E_b	I	II	I	II	Ø 8	Ø 10	Ø 12	Ø 8	Ø 10	Ø 12	Ø 8	Ø 10	Ø 8	Ø 10
A_1	290	250	20,6	310000	185	185	22	34	4050	4300	3900	6300	6100	6150	2000	2450	3900	4000
A_2	290	250	20,6	310000			16	26										
B_1	250	220	19,0	290000	50	65	35	41										
B_2	350	290	23,0	332000			28	34										
C_1	350	290	23,0	332000	68	210	40	45										
C_2	370	300	23,8	332000			35	40										

media aritmetică a valorilor obţinute pe 5—7 cuburi de 20 cm latură, determinate la data încercării planşeului respectiv.

Rezistenţa normată la compresiune din încovoiere a fost determinată din relaţia

$$R_i^n = 1{,}25\,\frac{1300 + R_b^n}{1450 + 3R_b^n}\,R_b^n. \quad (1)$$

Rezistenţa normată la întindere a betonului şi modulul de elasticitate au fost determinaţi în funcţie de valoarea rezistenţei normate la compresiune centrică, folosind valorile date în STAS 8000-67.

Prevederile proiectului privind marca betonului din panouri şi monolitizări nu au fost riguros respectate (vezi tabelul 2); rezistenţa redusă a betonului în monolitizări dă indicaţii preţioase în cazul unei execuţii neîngrijite pe şantier.

De altfel, calitatea betonului nu are o influenţă sensibilă asupra momentelor de rupere ale planşeelor, în special în condiţiile unor coeficienţi de armare relativ reduşi.

5.2 ***Armătura***

Valorile limitei de curgere σ_c şi a rezistenţei de rupere σ_r, determinate experimental, au

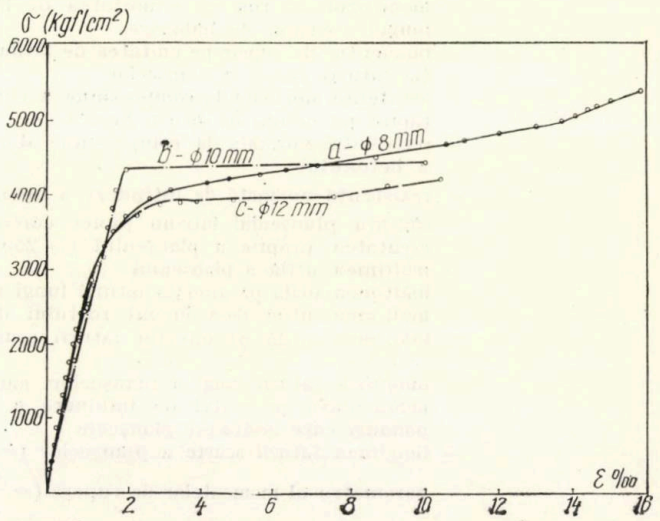


Fig. 6 — Curbele caracteristice σ — ε pentru vergele din oţel PC 52 de diferite diametre: a) pentru ∅ 8 mm; b) pentru ∅ 10 mm; c) pentru ∅ 12 mm.

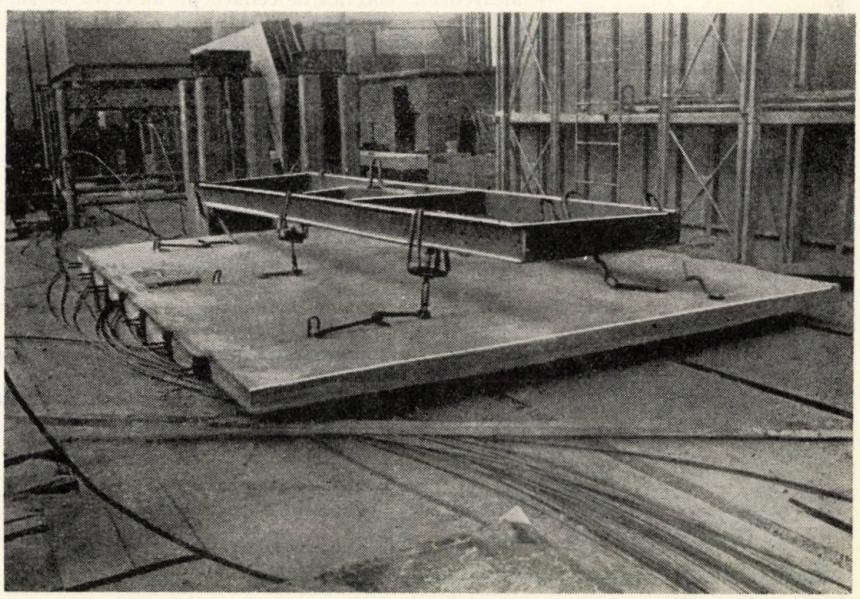


Fig. 7 — Panou turnat pe pardoseala de beton selivisit.

fost trecute în tabelul 2 pentru fiecare tip de oțel (PC 52 și OB 38) și diametru de bară (Ø8, 10 și 12 mm).

Aceste valori reprezintă medii aritmetice ale rezultatelor obținute pe cele trei epruvete extrase înainte de fasonarea armăturii.

Armarea a fost redată în figurile 5*a* și 5*b*, inclusiv variantele de mustăți pentru asigurarea continuității celor două panouri în dreptul rostului central al planșeului.

Caracteristicile mecanice și geometrice ale armăturilor s-au încadrat în limitele indicate în STAS 438-67, cu excepția vergelelor Ø 8 și Ø 10 din OB 38, la care limita de curgere a rezultat mai mică decît valoarea minimă prescrisă. Datorită faptului că vergelele din OB 38 nu au un rol de rezistență, s-a apreciat că ele pot fi utilizate cu caracteristicile disponibile.

În figura 6 au fost reprezentate curbele caracteristice $\sigma - \varepsilon$, pentru vergelele din oțel PC 52.

5.3 *Confecționarea panourilor*

Panourile au fost turnate pe o platformă de beton avînd fața superioară sclivisită și unsă, în prealabil, cu decofrol (pentru a asigura o decofrare ușoară).

Cofrajul panourilor s-a redus la o ramă cu înălțimea de 10 cm, montată astfel încît să formeze conturul panourilor și rigidizată la colțuri, pentru a asigura indeformabilitatea pe timpul confecționării panourilor (fig. 7).

Compactarea betonului s-a făcut prin vibrare; nu a fost necesar nici un tratament special.

La 3—4 zile de la turnare, panourile au fost decofrate și stivuite.

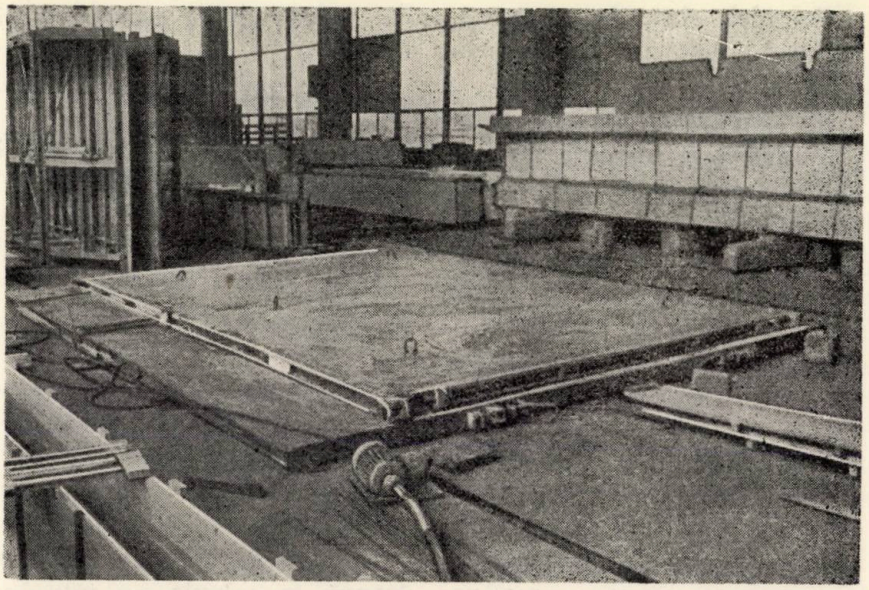


Fig. 8 — Panoul B_1 depozitat (se vede și cadrul cu ajutorul căruia au fost transportate panourile).

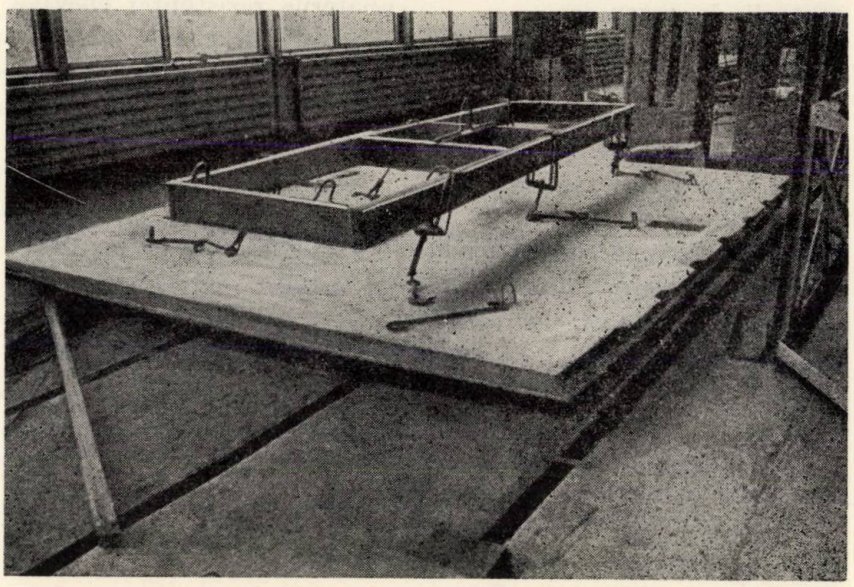


Fig. 9 — Ridicarea panoului A_2 pentru a fi montat pe cabina de zidărie.

O vedere a panoului B_1 depozitat și ridicarea panoului A_2 pentru a fi montat pe cabina de zidărie sînt redate în figurile 8 și 9.

6. STUDIU TEORETIC

În cele ce urmează se aplică teoria liniilor de rupere [1] pentru determinarea valorilor teoretice ale sarcinilor de rupere ale planșeelor încercate.

În acest scop se utilizează următoarele ipoteze de calcul [4]:

a) Planșeele sînt solicitate de sarcini uniform distribuite pe fiecare panou, pe toată suprafața mărginită de muchiile interioare ale centurii de rezemare și de latura liberă a panourilor; raportul dintre cele două încărcări este constant ($\beta = 0{,}53$) în vecinătatea ruperii.

Consolele sînt, de asemenea, încărcate uniform, conform figurii 11 *b*.

b) Reazemele planşeelor se presupun a fi formate de muchiile interioare ale centurii de rezemare.

c) Ruperea planşeelor se caracterizează prin transformarea lor în mecanisme, ca urmare a formării unui număr suficient de linii de rupere, de-a lungul cărora armătura este solicitată de eforturi unitare egale cu limita convenţională de curgere.

d) Se neglijează efectul ridicării colţurilor de pe reazeme, respectiv se admite că liniile de rupere care merg spre colţurile planşeelor sînt concurente cu muchiile interioare ale centurii de rezemare.

e) Pentru determinarea figurii de rupere se neglijează influenţa favorabilă a consolelor; ulterior, pe această schemă se ia în considerare şi influenţa încărcării consolelor.

f) Ţinînd seama că rostul median este paralel cu latura scurtă a planşeului şi că, în consecinţă, linia mediană de rupere va fi perpendiculară pe această latură, se consideră că planşeele au o comportare monolită, cu alte cuvinte rostul de monolitizare asigură o continuitate perfectă a celor două panouri ce alcătuiesc fiecare planşeu.

Cu toate acestea, la planşeul B s-a luat în considerare şi o variantă a schemei de cedare, în care de-a lungul liniei de rupere care trece prin rost nu apare nici un moment de articulaţie plastică M'_{r1} (vezi punctul 6.1).

Limita de curgere a armăturii din oţel PC 52 s-a introdus în calcul cu următoarele valori medii, reieşite din încercările de întindere efectuate pe epruvete extrase din vergelele de armare (vezi tabelul 2 şi figura 6):

$-\sigma_c = 4050$ kgf/cm^2

la vergelele de 8 mm diametru;

$-\sigma_c = 4300$ kgf/cm^2

la vergelele de 10 mm diametru;

$-\sigma_c = 3900$ kgf/cm^2

la vergelele de 12 mm diametru.

Rezistenţa de rupere la compresiune din încovoiere s-a calculat cu relaţia (1).

Notînd cu R_b^n rezistenţa la compresiune a betonului, determinată pe cuburi de 20 cm latură, în calcule s-a introdus valoarea medie $R_b^n = 290$ kgf/cm^2, întrucît, datorită coeficienţilor relativ mici de armare, abaterile rezistenţei efective a betonului de la această valoare medie nu au influenţă sensibilă asupra momentelor de rupere ale plăcilor.

Ca urmare, pentru rezistenţa R_i^n, calculată cu formula (1), a rezultat valoare

$$R_i^n = 250 \text{ kgf/cm}^2.$$

6.1 *Momentele de rupere*

Valorile momentelor pozitive de rupere, pe unitatea de lăţime, au fost calculate cu relaţia

$$M_r = A_a \sigma_c h_0 (1 - 0{,}5\ \alpha) \quad (2)$$

în care

$$\alpha = \mu \frac{\sigma_c}{R_i} \quad (3)$$

Pe fiecare direcţie de armare, aria armăturii întinse, pe unitatea de lăţime, s-a luat egală cu raportul dintre aria armăturii de pe întreaga lăţime a plăcii şi mărimea lăţimii respective. Se menţionează că această simplificare de calcul nu afectează cu nimic capacitatea de rezistenţă a plăcii determinată prin teoria liniilor de rupere.

Se fac următoarele notaţii:

M_{r1}, A_{a1}, h_{01} momentul de rupere pe unitatea de lăţime, aria armăturii întinse pe unitatea de lăţime şi respectiv înălţimea utilă, pe direcţia laturii lungi a planşeelor

M'_{r1}, A'_{a1}, h'_{01} — momentul de rupere pe unitatea de lăţime, aria armăturii întinse pe unitatea de lăţime şi respectiv înălţimea utilă, de-a lungul rostului de îmbinare a celor două panouri care alcătuiesc fiecare planşeu

M_{r2}, A_{a2}, h_{02} — momentul de rupere pe unitatea de lăţime, aria armăturii întinse pe unitatea de lăţime şi respectiv înălţimea utilă, pe direcţia laturii scurte a planşeelor.

Rezultatele obţinute sînt următoarele:

$$M_{r1} = 0{,}752 \text{ tfm/m}; \quad A_{a1} = 2{,}51 \text{ cm}^2; \quad h_{01} = 7{,}6 \text{ cm} \quad (4)$$

$$M'_{r1} = 0{,}405 \text{ tfm/m}; \quad A'_{a1} = 1{,}31 \text{ cm}^2; \quad h'_{01} = 7{,}3 \text{ cm} \quad (5)$$

$$M_{r2} = 1{,}590 \text{ tfm/m}; \quad A_{a2} = 4{,}69 \text{ cm}^2; \quad h_{02} = 8{,}5 \text{ cm}. \quad (6)$$

A_a este aria armăturii întinse pe unitatea de lăţime,

h_o — înălţimea utilă,

μ — coeficientul geometric al armăturii întinse.

Momentul M'_{r1} dat mai sus corespunde planşeelor A şi C. La planşeul B, momentul M'_{r1} este nul, deoarece îmbinarea panourilor în cîmp s-a făcut fără prevederea unei armături de legătură la faţa inferioară a panourilor.

6.2 *Schemele de cedare*

Cedarea planşeelor are loc prin trasformarea lor în mecanisme, ca urmare a formării unui număr suficient de linii de rupere de-a lungul cărora este atinsă limita de curgere în armătura întinsă.

Schemele posibile ale mecanismelor de cedare, notate de la I la VI, sînt reprezentate în tabelul 3. Ele au fost construite ţinîndu-se seama de alcătuirea planşeelor (din două panouri îmbinate în cîmp), de raportul laturilor, precum şi de încărcarea nesimetrică a planşeelor în raport cu rostul de îmbinare.

6.3 *Ecuaţiile de echilibru plastic*

Conform indicaţiilor din tema de experimentare, cele două panouri ale fiecărui planşeu au fost încărcate uniform distribuit, mărimea încărcării de pe unul din panouri fiind însă diferită de cea care s-a aplicat pe celălalt panou. În stadiul de rupere, încărcarea totală (greutatea permanentă şi supraîncărcarea) aplicată pe panoul mai puţin solicitat a reprezentat o fracţiune $\beta = 0{,}53$ din încărcarea aplicată pe panoul mai puternic solicitat.

Fie q_r încărcarea de cedare pe unitatea de suprafaţă a panoului celui mai solicitat al fiecărui planşeu. Încărcarea aplicată pe unitatea de suprafaţă a panoului mai puţin solicitat, în momentul cedării, va fi deci $q'_r = \beta q_r = 0{,}53 q_r$.

Pentru determinarea mărimii încărcării de cedare sînt necesare ecuaţiile de echilibru plastic al planşeelor, scrise pentru fiecare mecanism de cedare. Ecuaţia de echilibru plastic exprimă egalitatea dintre lucrul mecanic virtual al încărcărilor exterioare şi lucrul mecanic virtual al momentelor interioare care acţionează de-a lungul liniilor de rupere, în stadiul de formare a mecanismului respectiv de cedare.

Pentru scrierea ecuaţiilor de echilibru plastic corespunzătoare mecanismelor de cedare din tabelul 3 se fac următoarele notaţii suplimentare :

l_1 — lungimea laturii lungi a planşeului, care este perpendiculară pe rostul de îmbinare a celor două panouri care alcătuiesc planşeele

l_2 — lungimea laturii scurte a planşeelor

x_1, x_2, x_3 —lungimi care stabilesc poziţia punctelor de intersecţie a liniilor de rupere ale schemelor de cedare, ele apărînd în tabelul 3

$\lambda = \frac{l_1}{l_2}$ · $\xi_1 = \frac{x_1}{l_1}$, $\xi_2 = \frac{x_2}{l_1}$, $\xi_3 = \frac{x_3}{l_2}$ —parametri adimensionali.

Consolele planşeelor au o influenţă practic insensibilă asupra mărimii parametrilor care definesc fiecare schemă de cedare. De aceea, pentru simplitate, ecuaţiile de echilibru plastic au fost scrise fără a se lua în consideraţie efectul consolelor, ele servind numai la determinarea mărimii parametrilor care definesc schema reală de cedare.

Cu precizările şi simplificările de mai sus, pentru schemele de cedare au fost obţinute ecuaţiile de echilibru plastic din tabelul 3.

6.4 *Schemă reală de cedare*

Conform teoriei generale a calculului structurilor static nedeterminate în domeniul plastic, încărcarea efectivă de cedare este egală cu cea mai mică valoare a încărcărilor rezultate din ecuaţiile de echilibru plastic ale tuturor mecanismelor posibile de cedare.

În cazul plăcilor armate pe două direcţii, fiecare schemă de cedare este definită prin unul sau mai mulţi parametri (ξ_1, ξ_2, ...) ale căror valori se obţin din condiţia de minim a încărcării corespunzătoare schemei respective de cedare (pentru simplificarea expresiilor, sarcina poate fi multiplicată cu un factor constant, aşa cum reiese şi din tabelul 3).

Funcţia de încărcare F depinde astfel de parametrii care definesc schema de cedare respectivă

$$F = F(\xi_1, \xi_2, \ldots), \quad (7a)$$

iar sistemul de ecuaţii care determină valorile parametrilor este

$$\frac{\partial F}{\partial \xi_1} = 0, \quad \frac{\partial F}{\partial \xi_2} = 0, \ldots \quad (7b)$$

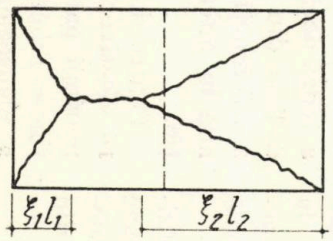
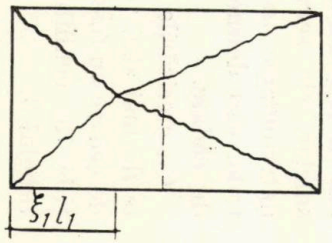
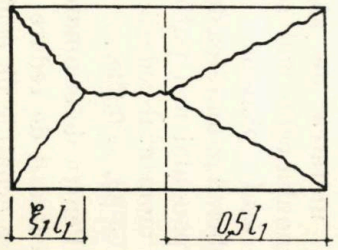
Ca urmare, la astfel de plăci, încărcarea efectivă de cedare apare ca fiind cea mai mică dintre încărcările minime corespunzătoare tuturor mecanismelor posibile de cedare.

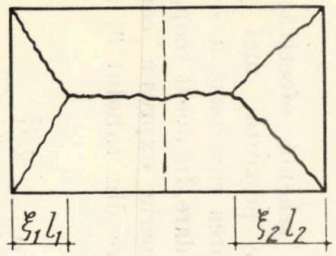
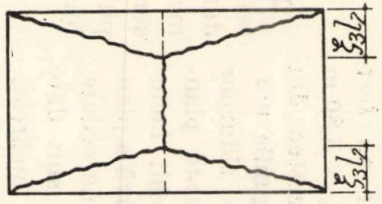
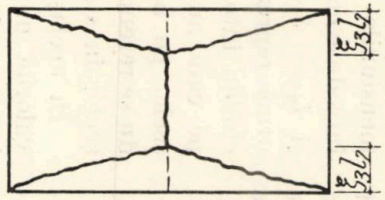
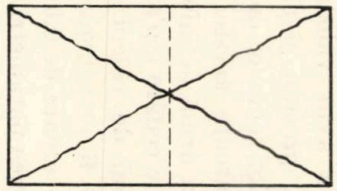
O precauţie deosebită trebuie avută în vedere, pentru a vedea dacă valorile ξ_1, ξ_2, ... deduse din (7b), care minimizează funcţia F dată de (7a), se află în intervalul lor de variaţie.

Pentru determinarea încărcării efective de cedare şi deci a mărimii parametrilor care definesc schema reală de cedare a planşeelor încercate, poate fi folosită şi următoarea alternativă de calcul numeric; ea constă din următoarele operaţii :

1. La schemele de cedare depinzînd de un singur parametru,

Tabelul 8

Schema de cedare	Caracteristicile schemei de cedare	Ecuația de echilibru plastic	Intervalul în care pot varia parametrii	Valorile parametrilor care anulează derivatele funcției F	Sarcina de rupere q_r (kgf/m²)	Observații
I		$F_I = \frac{q_r l_1^2}{48 M_{r1}} = \frac{\xi_2(\xi_1+\xi_2)+4m\xi_1\xi_2^2}{-8\xi_1\xi_2^3+8\xi_1\xi_2^2\xi(3-\xi_1)-(1-\beta)(6\xi_2-1)}$	$0 \leqslant \xi_1 \leqslant 0{,}5$ $0{,}5 \leqslant \xi_2 \leqslant 1-\xi_1$	$\xi_1 = 0{,}240$ $\xi_2 =$	—	Parametrii sînt în afara domeniului de variație
II		$F_{II} = \frac{q_r l_1^2}{48 M_{r1}} = \frac{4m\xi_1^3 - 8m\xi_1^2 + (4m-1)\xi_1 + 1}{16\xi_1^3 - 32\xi_1^2 + 16\xi_1 + (1-\beta)(6\xi_1^2 - 5\xi_1)}$	$0 \leqslant \xi_1 \leqslant 0{,}5$	$\xi_1 = 0{,}332$	2421	Limită a schemei I cînd $\xi_2 = 1 - \xi_1$
III		$F_{III} = \frac{q_r l_1^2}{48 M_{r1}} = \frac{(0{,}5+m)\xi_1 + 0{,}25}{-2\xi_1^2 + (3+2\beta)\xi_1}$	$0 \leqslant \xi_1 \leqslant 0{,}5$	$\xi_1 = 0{,}240$	2293	Limită a schemei I sau a schemei IV cînd $\xi_2 = 0{,}5$

IV		$F_{IV} = \frac{q_r l_1^2}{6M_{r1}} = \frac{\xi_1 + \xi_2 + 4m\xi_1\xi_2}{\xi_1\xi_2[1{,}5\,(1+\beta) - \xi_1 - \beta\xi_2]}$	$0 \leqslant \xi_1, \xi_2 \leqslant 0{,}5$	$\xi_1 = \mathbf{0{,}244}$ $\xi_2 = 0{,}335$	2259	Corespunde sarcina minimă de cedare
V-a		$F_{Va} = \frac{q_r l_1^2(1+\beta)}{24M_{r1}} = \frac{4\,(1-\overline{m})\xi_3^2 + 2\overline{m}\xi_3 + m}{\xi_3\,(3-2\xi_3)}$	$0 \leqslant \xi_3 \leqslant 0{,}5$	$\xi_3 = \mathbf{0{,}626}$	—	Rostul monolitizat preia momentele m'_1. Parametrul este în afara domeniului de variație.
V-b		$F_{Vb} = \frac{q_r l_1^2\,(1+\beta)}{24M_{r1}} = \frac{4\xi_3^2 + m}{\xi_3(3-2\xi_3)}$	$0 \leqslant \xi_3 \leqslant 0{,}5$	$\xi_3 = \mathbf{0{,}582}$	—	Rostul monolitizat nu preia momentele m'_1. Parametrul este în afara domeniului de variație.
VI		$F_{VI} = \frac{q_r\, l_1^2\,(1+\beta)}{24M_{r1}} = 1 + m$	—	—	2493	Limită a schemelor V-a și V-b.

Notă. Valorile parametrilor ξ_1, ξ_2, ξ_3 și ale sarcinilor de rupere q_r sînt calculate în cazul următoarelor date numerice:
$\beta = 0{,}53$, $m = 6{,}1105$, $\overline{m} = 0{,}54$.

s-au dat acestui parametru valori succesive diferind între ele cu 0,01. Pentru fiecare valoare a parametrului schemei de cedare s-a calculat apoi, folosindu-se ecuaţia respectivă de echilibru plastic, valoarea încărcării q_r. Dintre încărcările q_r astfel obţinute, s-a reţinut numai cea care a rezultat cu valoarea cea mai mică, precum şi mărimea parametrului schemei de cedare corespunzătoare acesteia.

2. La schemele de cedare depinzînd de doi parametri s-au dat primului parametru valori succesive diferind între ele cu 0,01. Pentru fiecare valoare a primului parametru s-au dat apoi valori succesive celui de-al doilea parametru, diferind de asemenea între ele cu 0,01. Pentru fiecare pereche de valori a celor doi parametri, rezultate din această operaţie, s-a calculat apoi, folosindu-se ecuaţia respectivă de echilibru plastic, valoarea încărcării q_r. Dintre încărcările q_r astfel obţinute, s-a reţinut numai cea care a rezultat cu valoarea cea mai mică, precum şi mărimile parametrilor schemei de cedare corespunzătoare acesteia.

3. Dintre încărcările minime determinate pentru cele cinci scheme de cedare reprezentate în tabelul 3, s-a reţinut cea care a avut valoarea cea mai mică, precum şi mărimile parametrilor schemei de cedare corespunzătoare acestei valori, aceştia din urmă definind schema reală de cedare a p'anşeelor.

Procedeul de calcul de mai sus poate fi considerat exact, întrucît o eroare de 0,01, afectînd mărimea parametrilor schemelor de cedare, are un efect practic nul asupra mărimii încărcării de cedare [2].

Toate operaţiile de calcul rezultate din parcurgerea etapelor de calcul ale procedeului prezentat mai sus au fost efectuate la un calculator Olivetti-Programma 101. Pentru aceasta, momentele de rupere au fost luate cu valorile date de relaţiile (4), (5) şi (6), iar dimensiunile planşeelor au fost introduse cu valorile $l_1 = 5{,}80$ m şi $l_2 = 3{,}40$ m. Acestea din urmă reprezintă lungimile muchiilor interioare ale zidurilor pe care au fost aşezate planşeele, pe aceste muchii făcîndu-se rezemarea efectivă a planşeelor în stadiul lor de cedare.

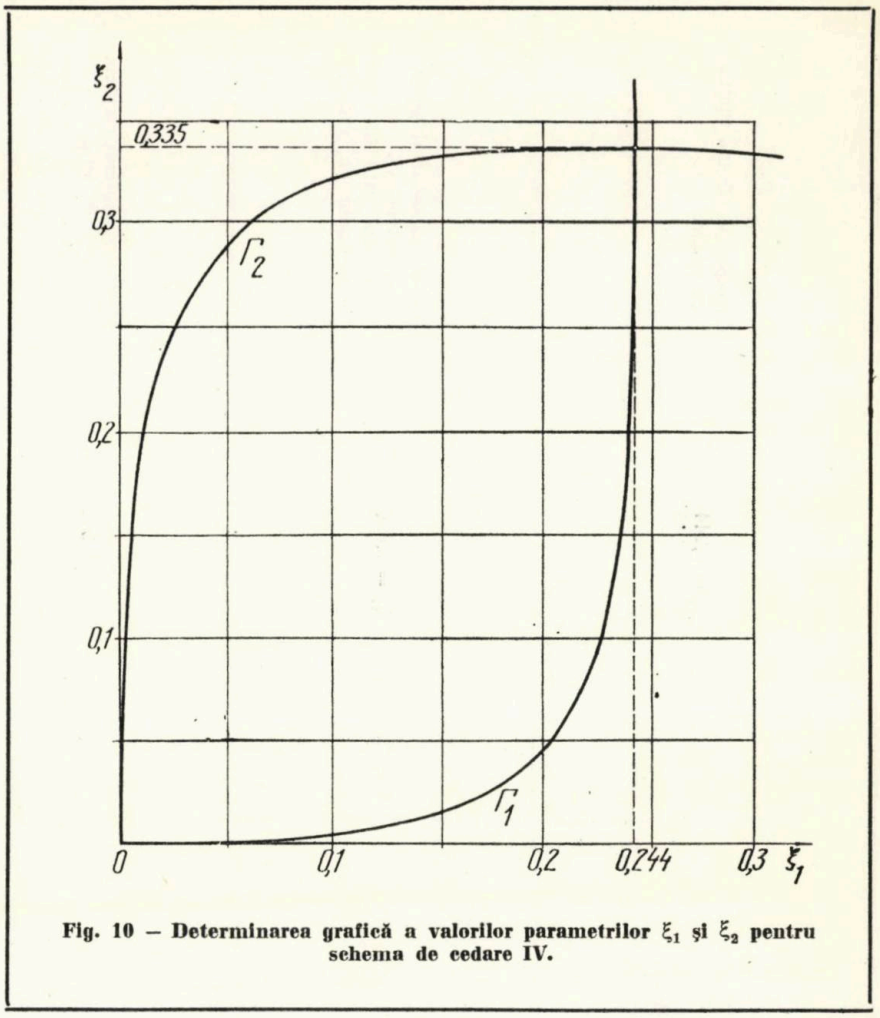


Fig. 10 – Determinarea grafică a valorilor parametrilor ξ_1 şi ξ_2 pentru schema de cedare IV.

În acelaşi tabel 3 sînt date valorile minime ale încărcărilor de cedare, precum şi valorile parametrilor de cedare corespunzătoare acestora, pentru cele cinci scheme de cedare ale planşeelor, obţinute în urma aplicării procedeului de calcul exact. Rezultă că valoarea *minimum minimorum* a încărcării q_r, care reprezintă încărcarea efectivă de cedare, se obţine pentru schema de încărcare IV, ea fiind

$$q_r = 2{,}259 \text{ tf/m}^2.$$

Pentru schema efectivă de cedare se prezintă, mai jos, determinarea riguroasă a schemei de cedare. În acest scop, se scrie numeric expresia corespunzătoare din tabelul 3, sub forma

$$F_{IV} = \frac{q_r l_1^2}{6 M_{r1}} =$$

$$= \frac{\xi_1 + \xi_2 + 4m\,\xi_1\xi_2}{\xi_1\xi_2\,(2{,}295 - \xi_1 - 0{,}53\,\xi_2)} \qquad (8)$$

în care

$$m = \frac{M_{r2}}{M_{r1}} \lambda^2 = 6{,}1105.$$

Extremul funcţiei F corespunde acelor valori ale parametrilor ξ_1 şi ξ_2 pentru care sînt satisfăcute relaţiile (7b).

Cele două condiţii se scriu dezvoltat :

$$\frac{\partial F}{\partial \xi_1} = \xi_2 \Gamma_1 = 0 ;$$

$$\frac{\partial F}{\partial \xi_2} = \xi_1 \Gamma_2 = 0,$$

în care

$$\Gamma_1 \equiv \xi_2^2 + (12{,}954\ \xi_1^2 + 1{,}06\ \xi_1 - 2{,}295)\xi_2 + 0{,}53\xi_1^2 = 0,$$

$$\Gamma_2 \equiv (24{,}442\xi_1 + 1)\xi_2^2 + 2\xi_1\xi_2 + 0{,}53\xi_1^2 - 2{,}295\xi_1 = 0, \quad (9)$$

În planul $\xi_1 0 \xi_2$, cele două relaţii reprezintă două curbe de gradul trei (Γ_1) şi (Γ_2); ele sînt reprezentate grafic în figura 10, în domeniul $0 \leqslant \xi_1$, $\xi_2 \leqslant 0{,}50$.

Punctul lor de intersecţie are drept coordonate valorile căutate ale parametrilor, adică

$$\xi_1 = 0{,}335 \text{ şi } \xi_2 = 0{,}244. \quad (10)$$

Acestor valori le corespunde, din (8),

$$q_r = 2{,}259 \text{ tf/m}^2. \quad (11)$$

6.5 *Încărcarea efectivă de cedare*

Încărcarea de cedare dată de relaţia (11) a fost stabilită în ipoteza neglijării efectului favorabil al încărcării de pe consolele planşeului (fig. 11*a*).

În figura 11*b* este reprezentată schema de cedare a planşeului, în care sînt incluse şi consolele, parametrii schemei de cedare fiind cei daţi de relaţiile (10). În stadiul de cedare, încărcările de pe console au avut următoarele valori (care înglobează şi greutatea proprie de 250 kgf/m^2) :

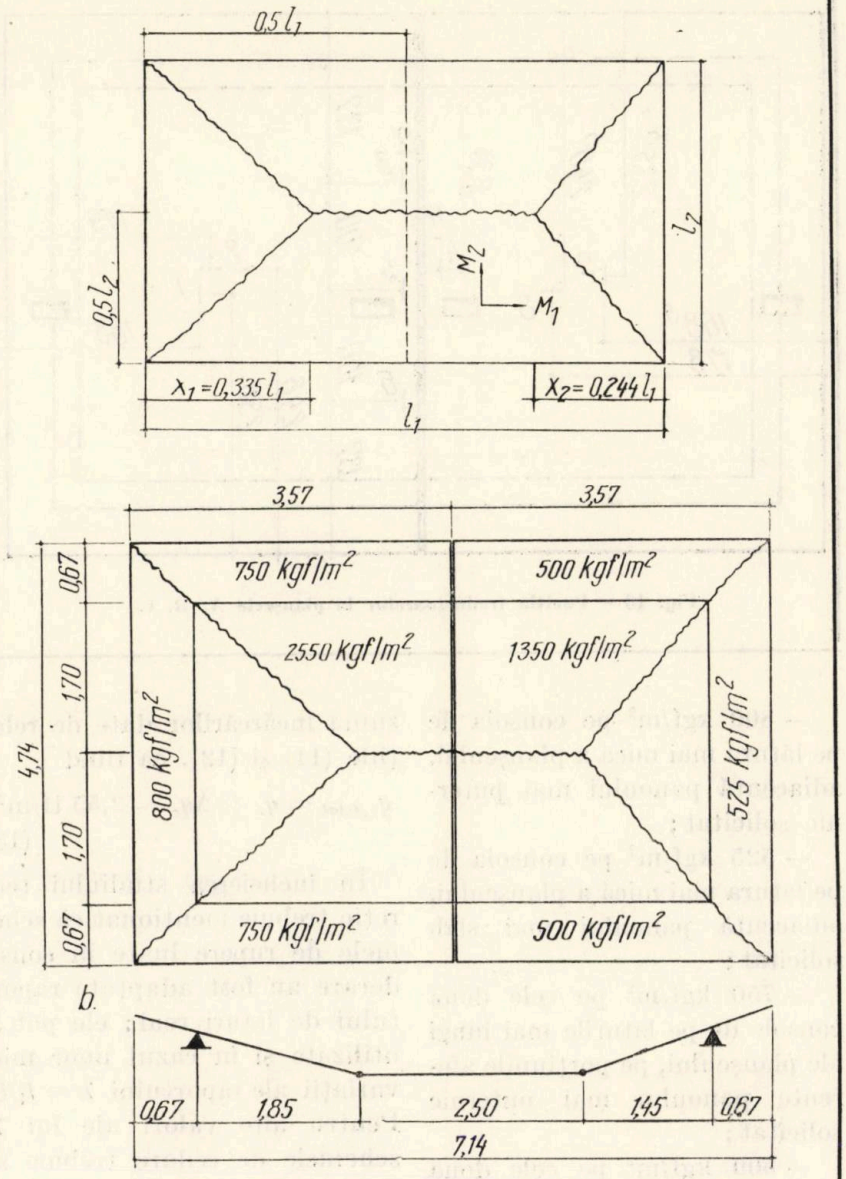


Fig. 11 – Schema reală de cedare a plăcii : a) fără console ; b) cu console.

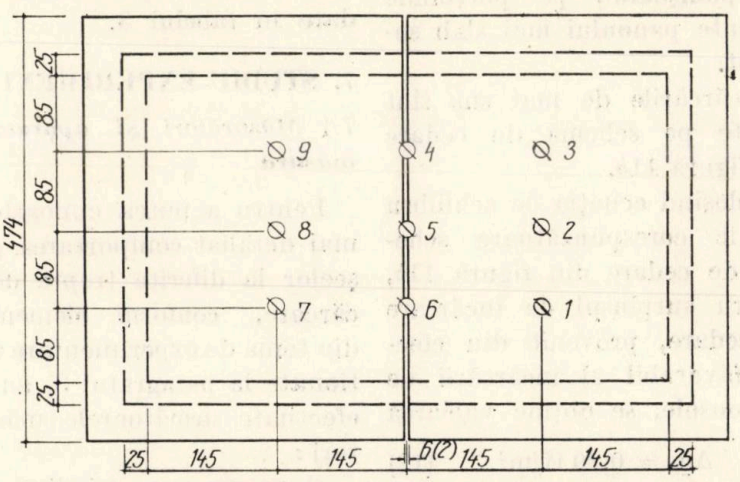


Fig. 12 – Poziţia fleximetrelor la planşeele A, B, C.

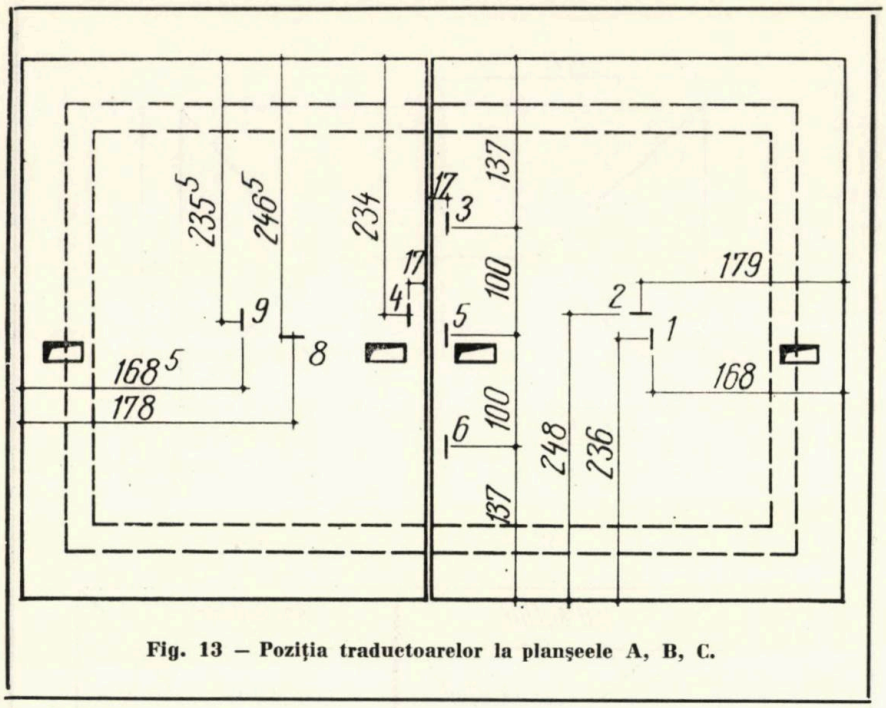


Fig. 13 – Poziţia traductoarelor la planşeele A, B, C.

– 800 kgf/m² pe consola de pe latura mai mică a planşeului, adiacentă panoului mai puternic solicitat;

– 525 kgf/m² pe consola de pe latura mai mică a planşeului, adiacentă panoului mai slab solicitat;

– 750 kgf/m² pe cele două console de pe laturile mai lungi ale planşeului, pe porţiunile aferente panoului mai puternic solicitat;

– 500 kgf/m² pe cele două console de pe laturile mai lungi ale planşeului, pe porţiunile aferente panoului mai slab solicitat.

Încărcările de mai sus sînt notate pe schema de cedare din figura 11*b*.

Folosind ecuaţia de echilibru plastic corespunzătoare schemei de cedare din figura 11*b*, pentru surplusul de încărcare de cedare, provenit din efectul favorabil al încărcării de pe console, se obţine valoarea

$$\Delta q_r = 0{,}29 \text{ tf/m}^2. \qquad (12)$$

Încărcarea de cedare a planşeului cu console este egală cu suma încărcărilor date de relaţiile (11) şi (12), ea fiind

$$q_{r,\,total} = q_r + \Delta q_r = 2{,}55 \text{ tf/m}^2. \qquad (13)$$

În încheierea studiului teoretic trebuie menţionat că schemele de rupere luate în considerare au fost adaptate raportului de laturi real; ele pot fi utilizate şi în cazul unor mici variaţii ale raportului $\lambda = l_1/l_2$. Pentru alte valori ale lui λ, schemele de cedare trebuie să fie examinate cu grijă, ele putînd diferi complet de cele redate în tabelul 3.

7. STUDIU EXPERIMENTAL

7.1 *Măsurători şi aparate de măsură*

Pentru a putea cunoaşte cît mai detaliat comportarea planşeelor la diferite trepte de încărcare, conform elementelor din tema de experimentare menţionate la paragraful 3, au fost efectuate următoarele măsurători:

a) măsurarea săgeţilor,

b) măsurarea deschiderilor fisurilor,

c) măsurarea deformaţiilor armăturii întinse.

În cele ce urmează sînt date detalii asupra numărului aparatelor de măsură, poziţiei lor şi a preciziei citirilor.

a) *Măsurarea săgeţilor.* Săgeţile fiecărui planşeu au fost măsurate în cîte nouă puncte, conform schemelor din figura 12. Pentru înregistrarea lor au fost utilizate fleximetre Huggenberger, avînd precizia de 0,1 mm.

Valorile săgeţilor au fost citite la fiecare treaptă de încărcare, atît la încercările din etapa I (fisurare), cît şi a II-a (rupere).

b) *Măsurarea deschiderilor fisurilor.* Deschiderea fisurilor a fost determinată prin citiri efectuate cu o lupă gradată, avînd precizia de 0,1 mm. Citirile au fost făcute la fiecare treaptă, pînă la încărcarea $p' = 2100$ kgf/m² (exclusiv greutatea proprie a planşeului).

c) *Măsurarea deformaţiilor armăturii întinse.* Aceste deformaţii au fost măsurate cu ajutorul traductoarelor electrice rezistive (TER), cu baza de 2 cm. Ele au fost lipite pe armătură în lăcaşuri anume lăsate la betonarea panourilor.

Poziţia punctelor în care au fost măsurate deformaţiile specifice ale armăturii întinse este redată în figura 13.

Înregistrarea deformaţiilor specifice (ε_a') s-a făcut folosind o punte tensometrică Tepic-ITI.

7.2 *Modul şi treptele de încărcare*

Conform solicitării beneficiarului, fiecare planşeu a fost încărcat cu sarcină uniform distribuită, de intensitate diferită, pe fiecare jumătate (panou), conform celor indicate în tabelul 1.

Încărcarea s-a făcut cu greutăţi de fontă etalonate, de 200, 100, 50 şi 25 kgf.

Pentru a se realiza cît mai efectiv distribuirea uniformă a încărcării pe planşeu, la extrados a fost trasat un caroiaj, greutăţile fiind aşezate cît mai centrat, în fiecare carou astfel format.

La fiecare treaptă, încărcarea s-a făcut plecînd de la centru spre ambele margini, cu valorile indicate în tabelul 1 pentru fiecare panou, în cîmp şi pe console.

În etapa I (atingerea primei fisuri în cîmp), încărcarea a ajuns pînă la valorile indicate în tabelul 4 (exclusiv greutatea proprie a planşeului).

La apariţia primei fisuri s-a considerat terminată încărcarea din etapa I şi s-a procedat la descărcarea completă a planşeului.

După desfacerea rostului, întoarcerea panourilor cu 180° şi monolitizarea noului rost, planşeele au fost încercate, pînă la rupere, conform treptelor din tabelul 1.

7.3 *Evoluţia procesului de fisurare*

Primele fisuri în plăci, apărute la treptele indicate în tabelul 4, la colţurile golurilor de la centrul planşeului, au avut deschideri de 0,01—0,02 mm.

Este interesant de menţionat faptul că, la încărcările din etapa a II-a, primele fisuri au apărut la încărcări mai mici, şi anume, pentru toate planşeele $p'_f = 400$ kgf/m².

Continuînd încărcarea planşeelor, fisurile s-au extins şi au apărut altele noi.

Valorile deschiderilor fisurilor au fost citite pînă la încărcarea $p' = 2100$ kgf/m² (pentru panoul mai încărcat, respectiv 1000 kgf/m² pentru celălalt panou), la care deschiderea maximă a unor fisuri a atins valori de 0,4—0,5 mm.

În figura 14 au fost reprezentate, pentru fiecare planşeu, curbele $p' - \alpha'_{f,max}$, cu ajutorul cărora pot fi apreciate valorile deschiderilor maxime ale fisurilor la o anumită treaptă de încărcare. În valoarea treptei de încărcare p' nu este inclusă greutatea proprie a planşeului, iar $\alpha'_{f,max}$ reprezintă mărimea deschiderii maxime a fisurilor la treapta respectivă de încărcare.

Pe fiecare din aceste curbe sînt marcate treptele care corespund unor deschideri maxime ale fisurilor de 0,2 şi 0,3 mm.

Ele sînt redate şi în tabelul 5. Primele fisuri, *în lungul rostului* dintre panouri, au apărut la treptele indicate în ultima coloană a tabelului 5.

Tabelul 4

Încărcări de fisurare în etapa I (în kgf/m²)

Planşeul	Panoul mai încărcat	Al doilea panou	Treapta de încărcare
A	1200	500	5
B	800	400	3
C	600	400	2

7.4 *Deformaţiile specifice ale armăturilor întinse*

În figura 15 a fost reprezentată, exemplificativ pentru planşeul A, curba $p' - \varepsilon'_a$, pentru cîte trei din punctele cu solicitări mai mari, în care au fost înregistrate deformaţiile specifice ale armăturilor.

Pe această curbă au fost notate punctele corespunzătoare deformaţiilor specifice la limita convenţională de curgere a armăturilor. Valorile treptelor de încărcare au fost, în ordinea planşeelor A, B, C, de $p' = 2560$, 2480, respectiv 2170 kgf/m² (în care nu a fost inclusă greutatea proprie a planşeului).

7.5 *Săgeţile planşeelor*

Din valorile săgeţilor înregistrate în cele nouă puncte în care au fost instalate fleximetre ($F_1 - F_9$), au fost alese şi reprezentate grafic diagramele de săgeţi f după cele două direcţii mai importante (axele de simetrie ale planşeelor).

Aceste diagrame sînt redate în figura 16, exemplificativ pentru planşeul A.

O primă diagramă se referă la secţiunea a-b, cuprinzînd fleximetrele $F_8 - F_5 - F_2$. Datorită încărcării neuniforme, se constată nesimetria diagramelor de săgeţi, pentru fiecare treaptă de încărcare.

O a doua diagramă se referă la secţiunea c-d, cuprinzînd fleximetrele $F_6 - F_5 - F_4$. Simetria încărcării faţă de axa a-b se reflectă şi în diagrama experimentală a săgeţilor.

Pentru fleximetrul central F_5 a fost trasată curba „caracteristică" $p' - f'$; pe această curbă au fost marcate treptele de fisurare şi de curgere. Se constată o bună concordanţă cu cele indicate la punctul 7.4, referitor la deformaţiile specifice ale armăturilor întinse.

În legătură cu valorile săgeţilor, măsurate la diferite trepte de încărcare, la cele trei

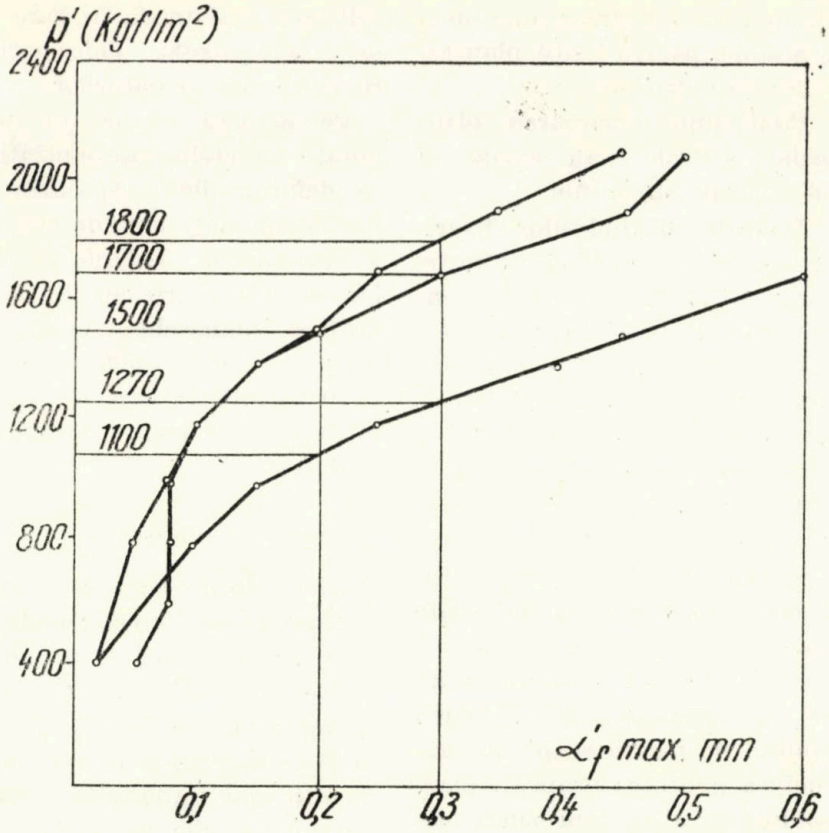


Fig. 14 — Curbele $p' - \alpha'_{f,max}$ pentru planşeele A, B, C.

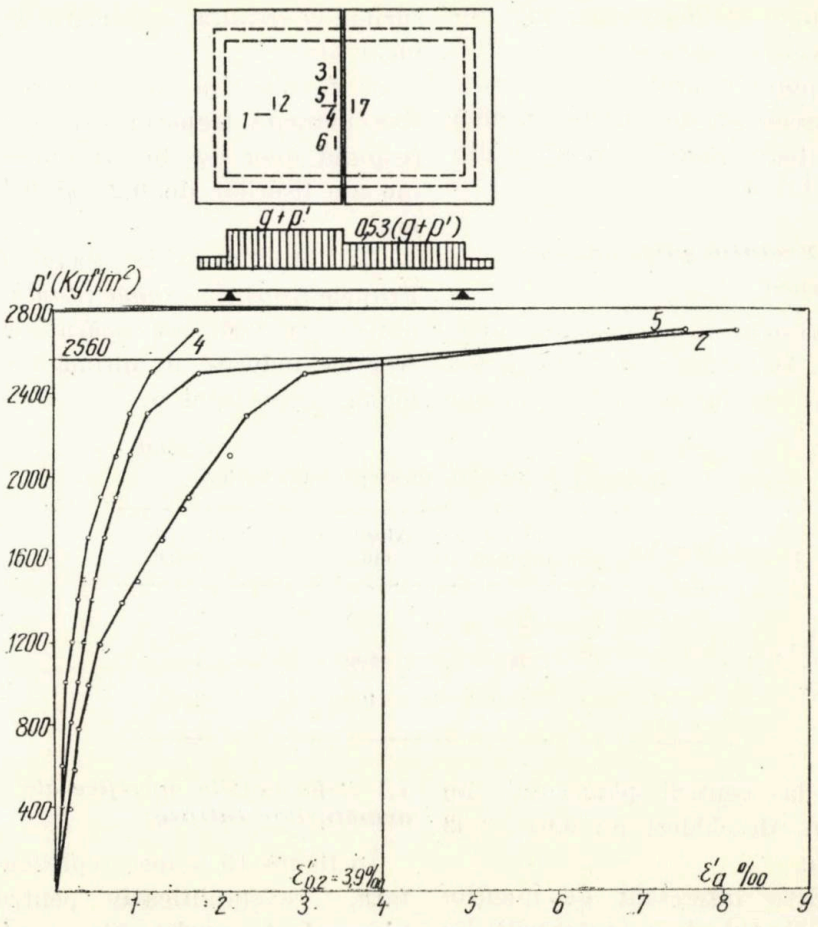


Fig. 15 — Curbele $p' - \varepsilon'_a$ pentru planşeul A.

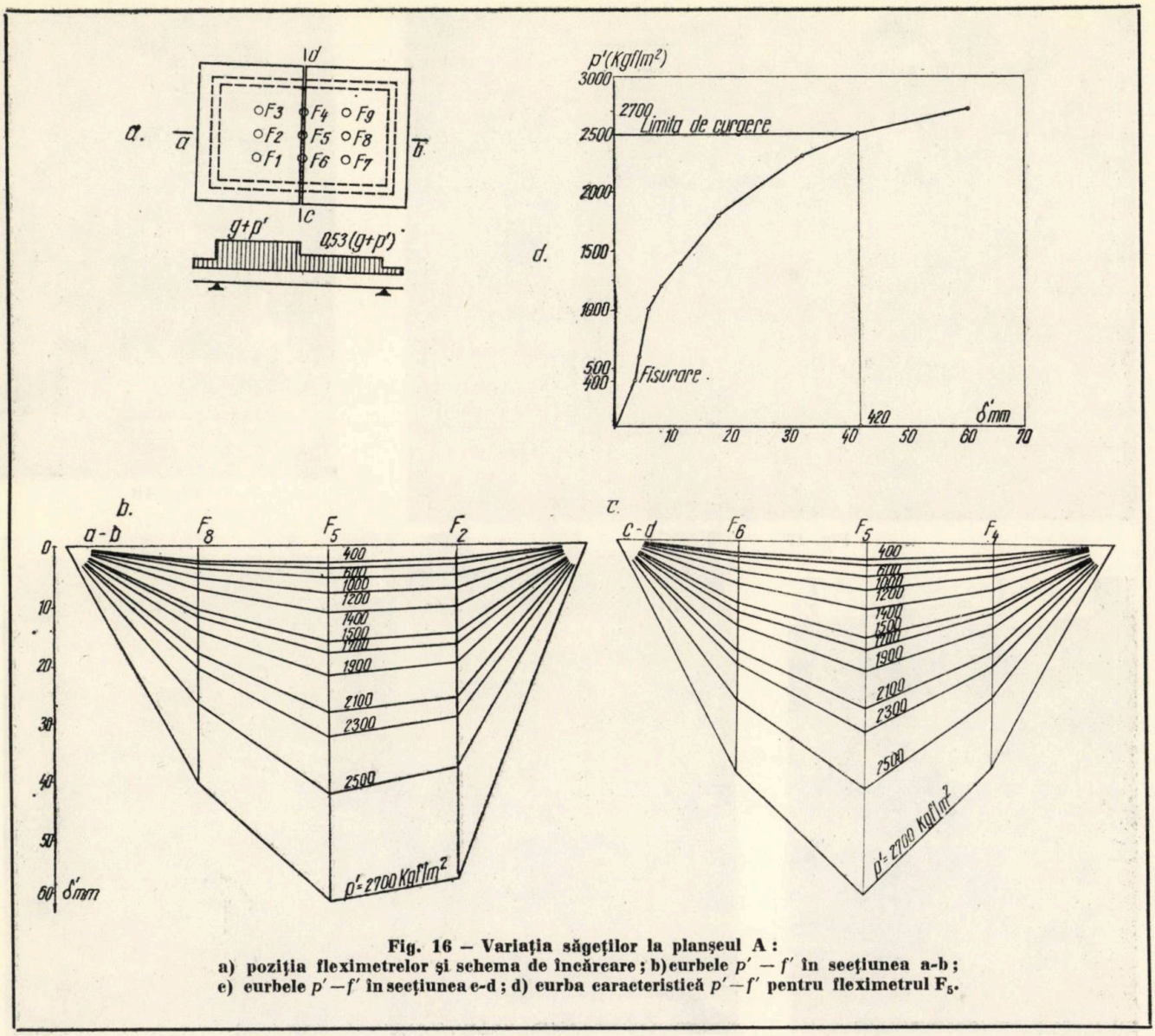


Fig. 16 – Variaţia săgeţilor la planşeul A :
a) poziţia fleximetrelor şi schema de încărcare ; b) curbele $p' - f'$ în seeţiunea a-b ; c) curbele $p' - f'$ în seeţiunea c-d ; d) curba caracteristică $p' - f'$ pentru fleximetrul F_5.

planşee A, B, C se pot face următoarele observaţii :

a) Pînă la treapta $p' = 1500$ kgf/m², valorile măsurate ale săgeţilor au fost sensibil egale pentru toate cele trei planşee.

b) Începînd cu treapta $p' = 1700$ kgf/m², valorile săgeţilor măsurate la planşeul B au fost mai mari de 1,11-1,27 ori decît acelea corespunzătoare planşeului A (săgeţi măsurate la centrul plăcii).

c) Începînd cu aceeaşi treaptă $p' = 1700$ kgf/m², valorile săgeţilor măsurate la planşeul C au fost mai mari decît acelea corespunzătoare planşeelor A şi B. Raportul valorilor săgeţilor maxime a variat între 1,22 şi 1,81 (faţă de planşeul A.).

8. COMPORTAREA ROSTULUI CENTRAL

De un deosebit interes pentru proiectant a fost cunoaşterea comportării rostului central sub sarcinile de exploatare.

În acest scop, rostul a fost tratat după cum urmează.

a) Pentru planşeul A s-a tencuit porţiunea centrală, pe toată lungimea rostului şi pe o lăţime depăşind rostul cu cîte cca 30 cm. Această zonă a fost apoi spoită, pentru a se observa mai bine eventualele fisuri.

b) Pentru planşeele B şi C, rostul a fost monolitizat pe înălţime, lăsîndu-se liber pe o înălţime de cca 1 cm la intrados (partea vizibilă). Această faţă a fost apoi şpacluită, pentru a reproduce finisarea din construcţia reală.

Rezultatele, în ce priveşte fisurarea, au fost indicate la punctele 7.1 şi 7.3 Ele vor fi comentate în cele ce urmează.

În tabelul 5 s-a arătat că primele fisuri *în lungul rostului* apar la o sarcină de minimum

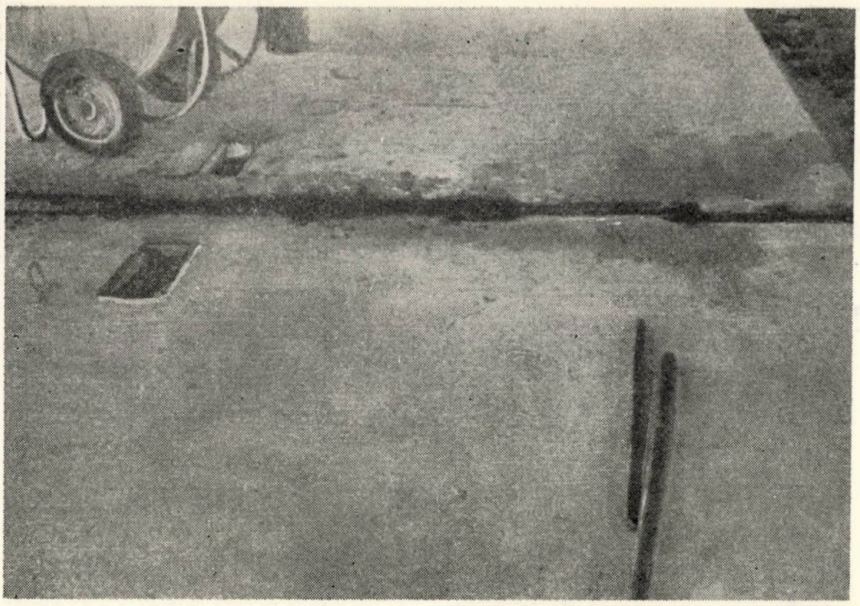


Fig. 17

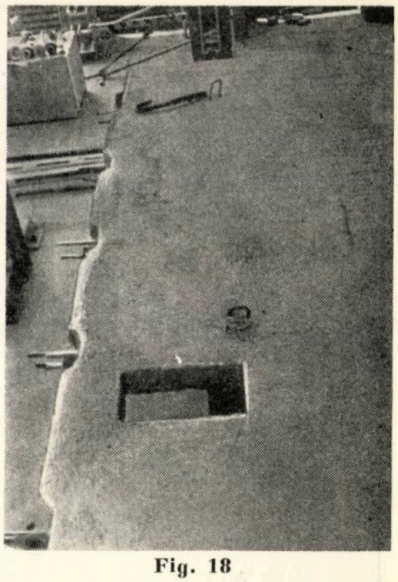


Fig. 18

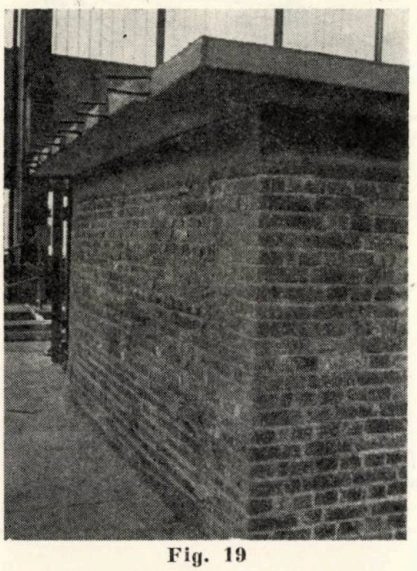


Fig. 19

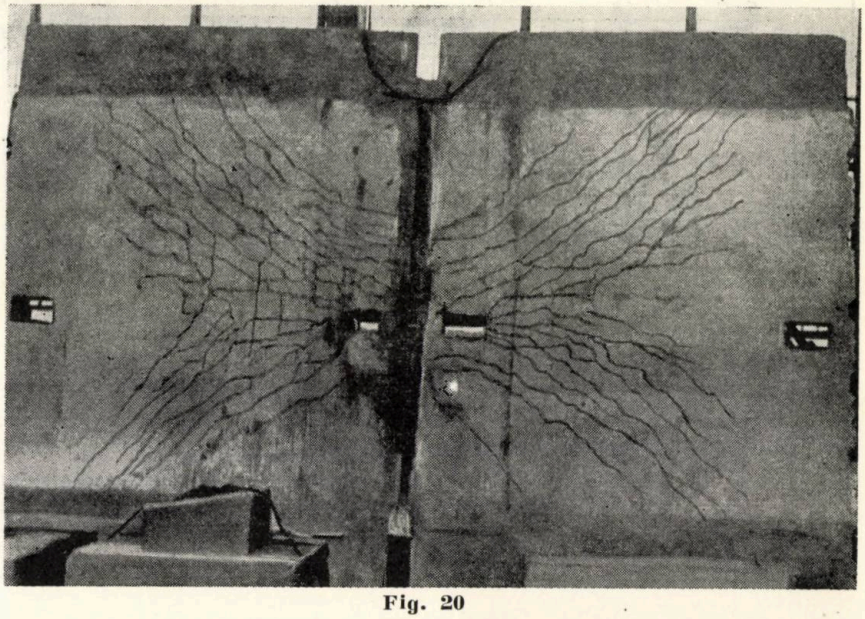


Fig. 20

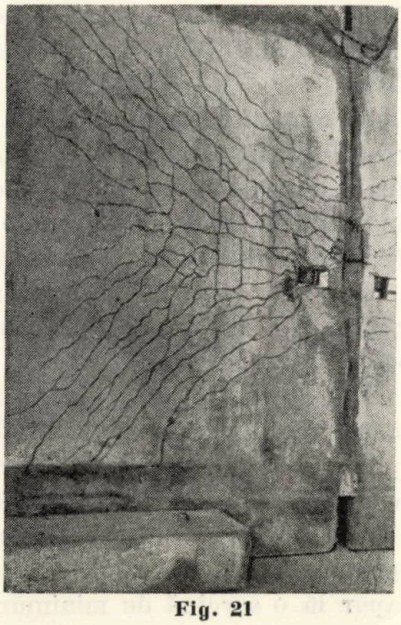


Fig. 21

Fig. 17 — Monolitizarea rostului central la planşeul A.

Fig. 18 — Planşeul A după încercarea la fisurare (etapa I). Se observă că faţa rostului desfăcut este practic intactă.

Fig. 19 — Marginea planşeului A, după încheierea etapei I (încercare pînă la apariţia primei fisuri). Se observă că muchiile feţei rostului desfăcut sînt practic neştirbite.

Fig. 20 — Vedere a porţiunii centrale a planşeului A după terminarea etapei a II-a. Planşeul este aşezat în poziţie verticală. Porţiunea centrală, de culoare mai deschisă, reprezintă intradosul plăcii din interiorul centurii de reazem.

Fig. 21 — Vedere a panoului A_1 (cu încărcarea maximă) după terminarea etapei a II-a (încercarea la rupere). Panoul este aşezat în poziţie verticală (partea din stînga din figura 20).

Fig. 22 — Vedere a panoului A_2 (cu încărcarea mai mică), după terminarea etapei a II-a (încercarea la rupere). Panoul este aşezat în poziţie verticală (partea din dreapta din figura 20).

Fig. 22

1000 kgf/m², deci superioară unei sarcini utile de circa 900 kgf/m².

Tabelul 5

Încărcări de fisurare (în kgf/m²)

Planşeul	$\alpha'_{f\,max}=0{,}2$ mm	$\alpha'_{f\,max}=0{,}3$ mm	Fisurarea rostului
A	1500	1700	1200
B	1500	1800	1500
C	1100	1270	1000

Primele fisuri în planşeu au apărut la o suprasarcină de 400 kgf/m², fiind amorsate de golurile pentru instalaţii. Pentru sarcini mai mari decît 900 kgf/m² au apărut *fisuri perpendiculare pe rost*, în conformitate cu lucrul de ansamblu al planşeului.

De aici se desprinde clar concluzia că rostul nu prezintă o zonă slabă a planşeului, chiar în condiţiile unei monolitizări de calitate mai slabă. Eventuale imperfecţiuni ale feţei văzute (de exemplu, porozităţi şi cuiburi în beton, conturul panoului prezentînd abateri de la rectilinearitate) urmează să fie rectificate după montaj, prin finisaje.

Mai trebuie observat că, după prima încercare dusă pînă la fisurare, rostul a fost desfăcut uşor. Feţele laterale ale panourilor au rămas întregi, cu ştirbituri minime. Acest fapt se explică prin ungerea cofrajelor laterale, la confecţionarea panourilor, cu decofrol. După întărirea betonului din panouri şi decofrare, pe feţele laterale rămîne o peliculă fină de parafină (care intră în compoziţia decofrolului) şi care face ca betonul din rost să nu adere perfect de betonul panourilor în contact. Betonul din rost joacă practic rolul de *umplere* a rostului şi, datorită raportului dintre laturi, lucrează în principal la încovoiere după direcţia perpendiculară pe rost. În figurile 17, 18, 19 sînt redate aspecte ale monolitizării rostului central la planşeul A şi a marginilor desfăcute.

În sfîrşit, în figurile 20, 21, 22 este redat aspectul general al intradosului fisurat al planşeului A (după încheierea etapei a II-a de încercare).

9. CONCLUZII

În lucrarea de faţă sînt descrise studiile teoretice şi experimentale privind comportarea pînă la rupere a unor planşee prefabricate de beton armat, executate din două panouri, cu monolitizarea rostului median. Încărcarea celor două panouri a fost diferită, pentru a putea evidenţia comportarea rostului median la sarcini nesimetrice.

Tabelul 6

Planşeul	A	B	C
Dimensiuni în plan (m)	7,14 × 4,74	7,10 × 4,74	7,14 × 4,74
Lăţimea rostului (pt. încercarea la rupere) (cm)	6	2	6
Tipul de mustăţi la îmbinare	mustăţi sus şi jos, sudate	mustăţi doar sus, sudate	mustăţi sub formă de bucle, legate cu sîrmă
Sarcina de fisurare (kgf/m²) etapa I / etapa II	1200/500 / 400	800/400 / 400	600/400 / 400
Sarcina de rupere (kgf/m²) teoretic q_r	2550	2550	2550
experimental q'_r	2950	2950	2750
Săgeţi maxime (cm) sarcină de 1000 kgf/m²	0,56	0,46	0,48
sarcină de rupere	6,05	7,70	6,29
Deschiderea fisurilor (mm) pentru o sarcină de 1000 kgf/m²	0,08	0,08	0.15
Sarcina la care s-a atins limita de curgere în armătură* (kgf/m²)	2750	2750	2420

* Inclusiv greutatea proprie a planşeului.

Rezultatele teoretice și experimentale, dezvoltate în paragrafele 5—8 sînt sintetizate în tabelul 6.

Aceste rezultate denotă o comportare satisfăcătoare a tuturor celor trei tipuri de planșee avînd diferite moduri de îmbinare în lungul rostului central. În faza de exploatare, comportarea lor a fost perfect asemănătoare, unele diferențe apărînd o dată cu creșterea sarcinilor pînă la rupere.

Ca și în cazul studiilor precedente [3], [4], s-a constatat că rostul de monolitizare nu are influență asupra capacității portante a planșeelor, întrucît nici o linie de rupere nu se formează de-a lungul lor.

Față de rezultatele calculului teoretic, sarcinile experimentale de rupere au fost mai mari decît cele calculate, cu circa 16 % pentru planșeele A și B și cu 8 % pentru planșeul C. Acest fapt se explică prin aceea că armătura (alcătuită din vergele de oțel fără palier de curgere) intersectată de liniile de rupere lucrează cu eforturi unitare apropiate de rezistența de rupere a oțelului.

Ținînd seama că, pe lîngă solicitările statice prevăzute la experimentări, pot apare și alte solicitări (cum ar fi efectul de șaibă în plan orizontal, eventuale încărcări repetate, curgerea lentă etc.), apare recomandabilă utilizarea planșeului tip A, care a avut o comportare mai bună și a prezentat săgeți mai mici.

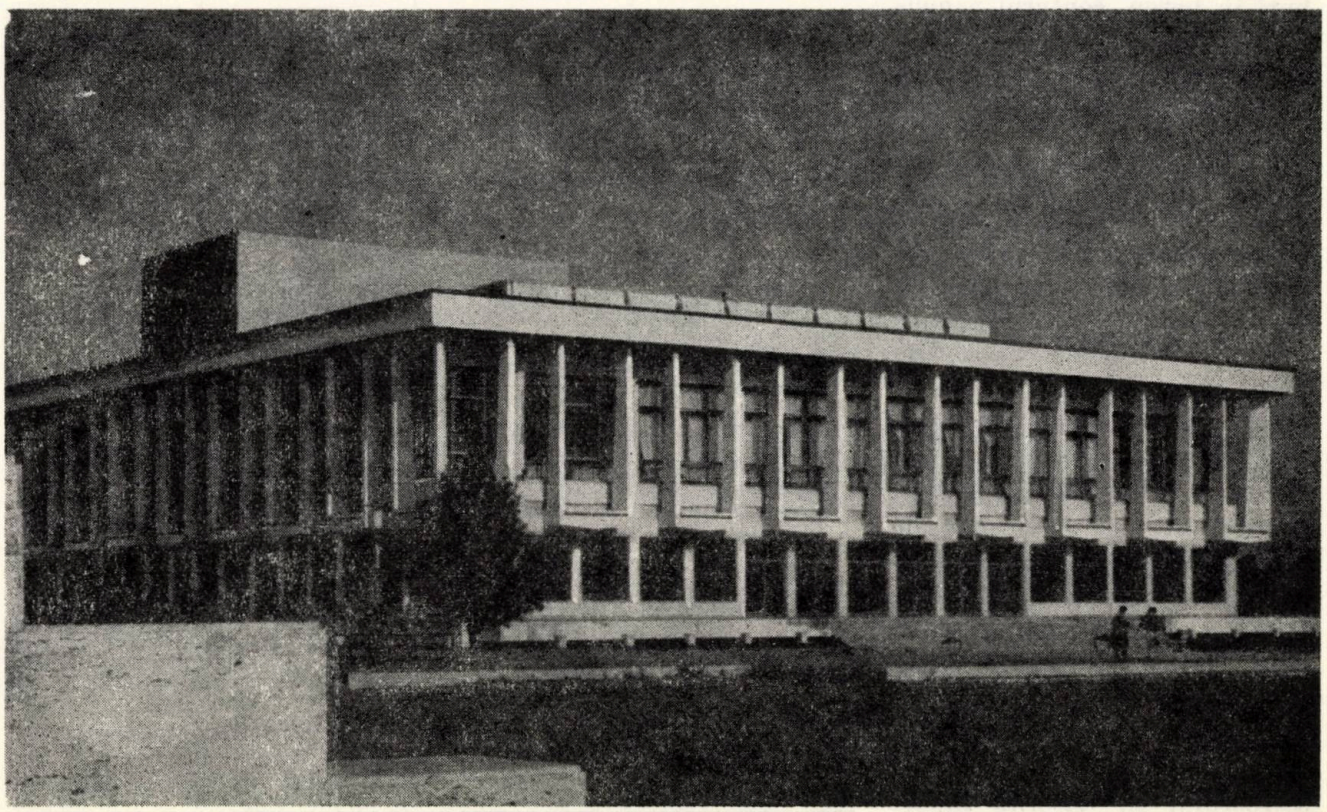
BIBLIOGRAFIE

[1] JOHANSEN K. W.: *Yield-Line Theory*. Cement and Concrete Association, London, 1962.

[2] PETCU V.: *Mecanisme de rupere exacte și aproximative în calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat*. În: Studii și cercetări de mecanică aplicată, 3, 1966.

[3] SOARE M. și PETCU V.: *Studiul teoretic și experimental al unor plăci dreptunghiulare de beton, armate cu oțel de rezistență superioară*. În: Revista construcțiilor și a materialelor de construcții. 11, 1966.

[4] SOARE M. și PETCU V.: *Studiul teoretic și experimental al planșeelor prefabricate de beton armat de mari dimensiuni, îmbinate în cimp*. În: Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, 8, 1967.



Galați. Casa de cultură

Ing. **ALEXANDRU R. POPESCU**
I. P. „Proiect București"

Calculul electronic în pregătirea topografică pentru trasarea amplasamentelor construcțiilor

1. Prezentare

Interesul și efortul comun al beneficiarului, al proiectării complexe și al întreprinderii de construcții în realizarea unui ansamblu de construcții civile și dotări, sau de construcții industriale impun o preocupare și o răspundere deosebită pentru amplasarea acestora în spațiu.

Cerințele urbanismului modern și condițiile locale pentru încadrarea ansamblului în zonele vecine de construcții, îmbinarea cu clădirile vechi valoroase și cu rețelele edilitare sau cu alte obiecte existente, menținute în interiorul ansamblului, necesită o pregătire geodezică și topografică ce trebuie să corespundă unei precizii bine stabilite prin normativele de specialitate în vigoare.

De aceea, este necesar ca toți factorii de răspundere menționați să cunoască, să se intereseze mai mult decît în trecut și să înlesnească, prin toate mijloacele această activitate de care depinde în final amplasarea corectă pe teren a ansamblului proiectat.

Lucrarea de față prezintă unele aspecte din activitatea geodezică și topografică necesară pentru trasarea pe teren a amplasamentelor construcțiilor proiectate.

Să considerăm zona de teren $S-H$, de formă triunghiulară, avînd pe latura de vest șoseaua S, iar pe latura de est strada H, ambele nesistematizate.

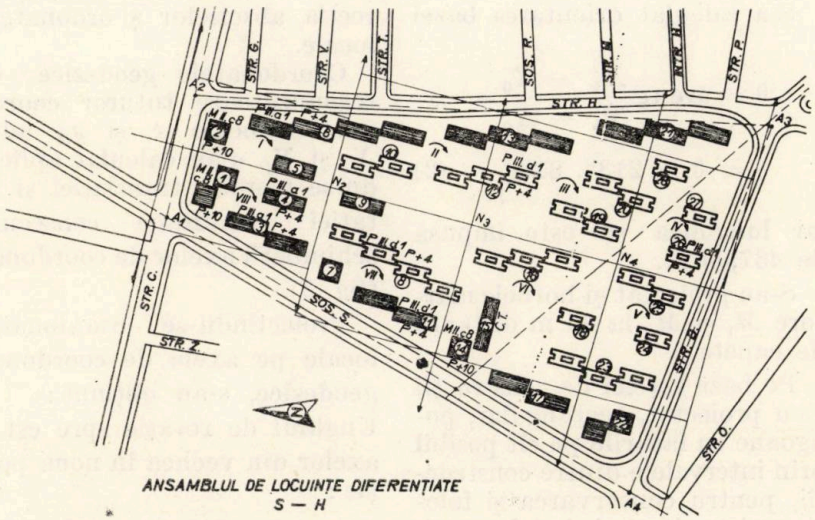


Fig. 1 — Ansamblul de locuințe proiectat

Zona este liberă de construcții vechi însă este brăzdată de două canale subterane care impun condiții de constrîngere de la axele lor și de la bordurile interioare ale trotuarelor pînă la cele mai apropiate construcții.

În această zonă s-a proiectat un ansamblu de construcții și dotări pe un plan la scara 1 : 500, care cuprinde dimensiunile fiecărei secțiuni de construcție, distanțele și intervalele reciproce, condițiile metrice de amplasare în raport cu alte construcții și detalii existente în teren ca : axe de artere de circulație, axe de canale, clădiri existente ș.a.m.d.

Tema proiectării prevede executarea pregătirii topografice în vederea trasării pe teren a ansamblului de construcții proiectat.

Analizînd situația topografică locală s-a constatat că precizia reciprocă a punctelor planului depășește 12,5 cm, cunoscînd că precizia grafică a scării planului este

$$P_{sc} = \pm e_c \times n \qquad (1)$$

în care :

$e_c = \pm 0{,}25$ mm ; n = numitorul scării numerice a planului proiectului [2].

2. Proiectarea rețelei de construcții

Volumul construcțiilor ansamblului proiectat, orientarea fațadelor acestora, necesitatea ale-

gerii unei metode de trasare convenabile, precum şi necesitatea folosirii unor linii de macarale comune mai multor construcţii, au impus proiectarea unei reţele de construcţii avînd baza orientată pe bisectoarea unghiului din vîrful de nord al formei triunghiulare.

construcţii de comun acord cu şeful de proiect complex.

Controlul a fost asigurat prin raportarea ansamblului pe un plan redactat pe suport rigid.

În urma acestei operaţii s-au determinat coordonatele rectangulare locale x_i şi y_i, pentru fiecare nod al reţelei şi

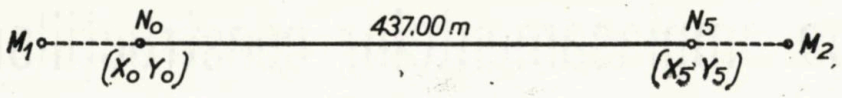


Fig. 2 — Baza reţelei de construcţii

Capetele bazei reţelei de construcţii sînt determinate prin coordonate geodezice citite grafic pe planul proiectului.

S-a calculat orientarea bazei

$$\theta = \text{arc tg}\frac{X'_5 - X_0}{Y'_5 - X_0} =$$

$$= \theta = 213^G.\,8186, \qquad (2)$$

iar lungimea sa este impusă de 437,00 m.

S-au proiectat şi bornele martore M_1 şi M_2 la 20 m distanţă de capete.

Pe baza reţelei de construcţii s-au proiectat, rectangular, poligoane cu laturile pe cît posibil prin intervalele dintre construcţii, pentru conservarea şi folosirea lor cît mai îndelungată.

Poziţiile construcţiilor sînt iniţial provizorii din cauza deformaţiilor hîrtiei. De aceea, lungimile însumate s-au comparat cu spaţiul disponibil din teren, cu condiţiile de constrîngere impuse şi s-au compensat discordanţele în spaţiile dintre pentru fiecare punct de frîngere al conturului construcţiilor, prin însumarea lungimilor şi dimensiunilor acestora în direcţia absciselor şi ordonatelor locale.

Coordonatele geodezice corespunzătoare tuturor coordonatelor locale x_i şi y_i, adică X_i şi Y_i, s-au calculat aplicîndu-se metoda translaţiei şi rotaţiei simultane consecutiv schimbării axelor de coordonate (fig. 3).

Proiectîndu-se coordonatele locale pe axele de coordonate geodezice, s-au obţinut:

Unghiul de rotaţie spre est al axelor din vechea în noua poziţie:

$$\alpha = \theta_{local} - \theta_{geodezic} + 400^G \qquad (3)$$

$$\alpha = 100^G - 213^G \cdot 8186 + 400^G = 286^G \cdot 1814$$

$$X_i = X_0 + x_i \cos\theta - y_i \sin\theta$$

$$Y_i = Y_0 + y_i \cos\theta + x_i \sin\theta \qquad (4)$$

Tabelul 1

INVENTAR DE COORDONATE

Blocul 1

Nr. punct.	Coordonate locale		Coordonate geodezice	
	x_i (m)	y_i (m)	X_i (m)	Y_i (m)
1	27,496	−39,868	4024,500	3506,500
2	27,496	−22,618	2041,345	3502.785
3	41,864	−22,618	4038,255	3488,772
4	41,846	− 5,267	4055,198	3485,035
5	59,096	− 5,267	4051,483	3468,190
6	59,096	−22,618	4034,540	3471,927
7	44,846	−22,618	4037,601	3485,842
8	44,846	−39,868	4026,763	3489,557

ORGANIGRAMA

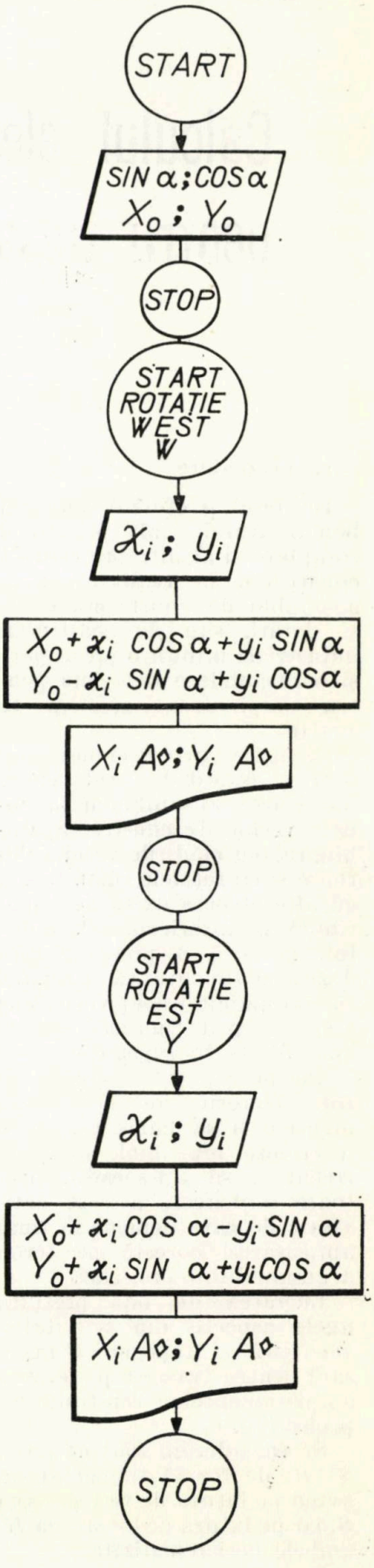


Fig. 3. Organigrama calculului electronic al coordonatelor blocurilor

unde ([2]; [3]):

Baza reţelei s-a constituit ca axă a absciselor cu sensul

$$N_0 - N_5 = 437.000 \text{ m}$$

X_0, Y_0 sînt coordonatele geodezice ale originii sistemului de coordonate locale „o" care s-au citit grafic pe plan la scara 1 : 500 (elementele de translaţie).

x_i, y_i sînt coordonatele locale cunoscute.

X_i, Y_i sînt coordonatele geodezice căutate.

Exemplu:

$\sin 286^g \cdot 1814 = -0{,}976534$;

$\cos 286^g \cdot 1814 = -0{,}215302$

$X_0 = 4083 \cdot 500$;

$Y_0 = 3256 \cdot 200$

După obţinerea tuturor coordonatelor geodezice s-a executat o drumuire pe conturul exterior al construcţiilor întregului ansamblu, comparîndu-se rezultatele cu cele obţinute anterior.

Drumuirea a avut 105 staţii şi s-a calculat cu ajutorul ordinatorului I.B.M. 360. Rezultatele au diferit numai uneori cu fracţiuni de milimetru.

Pornind din punctul N_0, de coordonate X_0 şi Y_0, şi în funcţie de orientarea $N_0 - N_5$, $\theta = 213^g.8186$ şi de lungimile corespunzătoare proiectate $N_0 - N_2 = 134$ m; $N_2 - N_3 = 108$ m; $N_3 - N_4 = 115$ m; şi $N_4 - N_5 = 80$ m, s-au calculat coordonatele punctelor N_2, N_3, N_4 şi N_5.

Restul de coordonate ale nodurilor reţelei de construcţii s-au calculat în funcţie de orientările şi lungimile laturilor acesteia prin metoda drumuirii.

3. Precizia reţelei

Pentru a aprecia încrederea ce se poate acorda pregătirii topografice efectuate şi pentru a stabili precizia ce se poate aştepta de la lucrările executate, instrucţiunilor stabilite prin *Normativul pentru trasarea necesară amplasării construcţiilor* (C. 83—68) prevăd următoarele „toleranţe de trasare": pentru lungimea maximă a unei laturi de poligon $l = 150$ m; $T_1 = 4$ cm; $T_2 = 6$ cm; $T_3 = 10$ cm, unde

T_1 = Toleranţa coordonatelor rectangulare de trasat pentru amplasarea orizontală a construcţiilor şi a reţelei exterioare;

T_2 = Toleranţa laturilor contururilor de trasat;

T_3 = Toleranţa laturilor traseelor.

S-a calculat precizia determinării punctului fundamental N_0, reciproc cu N_5, precum şi precizia trasării prin metoda coordonatelor rectangulare.

Precizia punctului fundamental N_0 s-a calculat prin metoda geometrică, metoda diferenţială şi prin metoda diferenţială logaritmică, obţinîndu-se:

Prin METODA GEOMETRICĂ ([3], [4], [10]):

$\varepsilon = 30^{cc}$

$\lambda = 0{,}65$ cm; $\eta = \pm 1{,}25$ cm

$M = 1{,}50$ cm.

Prin METODA DIFERENŢIALĂ ([9], [12]):

$$M = \pm \sqrt{(m_b \cdot \sin\theta)^2 + \left(\frac{b \cdot m_\theta \cos\theta}{636\,620}\right)^2 + (m_b \cdot \cos\theta)^2 + \left(\frac{b \cdot m_\theta \cdot \sin\theta}{636\,620}\right)^2} \qquad (5)$$

$M = 1{,}60$ cm.

Prin METODA DIFERENŢIALĂ LOGARITMICĂ ([6], [8] [9], [12], [14]):

$$M = \pm \sqrt{\frac{\left(\frac{\partial \log b}{\partial b} \cdot m_b\right)^2 + \left(\frac{\partial \log \sin\theta}{\partial\theta} m_\theta\right)^2}{\left(\frac{\partial \log x}{\partial x}\right)^2} + \frac{\left(\frac{\partial \log b}{\partial b} m_b\right)^2 + \left(\frac{\partial \log \cos\theta}{\partial\theta} \cdot m_b\right)^2}{\left(\frac{\partial \log y}{\partial y}\right)^2}} \qquad (6)$$

$M = 1{,}61$ cm

unde:

$\partial \log x$, $\partial \log y$, $\partial \log b$, $\partial \log \sin\theta$ şi $\partial \log \cos\theta$ sînt diferenţele logaritmilor mărimilor consecutive considerate;

∂x, ∂y, ∂b, $\partial\theta$ sînt diferenţele numerelor consecutive respective m_b, m_θ sînt erorile respective, liniare şi unghiulare.

Precizia reciprocă $N_0 - N_5$ este

$M_{N0N5} = 1{,}50 \times 1{,}41 = 2{,}11 < 5$ cm

Precizia trasării cu teodolitul de 1° prin metoda coordonatelor rectangulare:

$$m_t = 2 \text{ cm}.$$

Precizia rezultată este foarte bună:

$$M = 3 \text{ cm} < 6 \text{ cm}.$$

4. Realizarea reţelei de construcţii pe teren

Trasarea bazei reţelei de construcţii şi a nodurilor acestora s-a executat cu ajutorul teodolitului THEO 010 Zeiss de precizia 2^{cc} şi cu panglica de oţel etalonată prin metoda intersecţiei unghiulare înainte.

Pentru punctul fundamental N_0 s-a obţinut un triunghi de eroare pe teren cu dimensiunile 14,5 cm, 13,0 cm şi 6,5 cm din cauza terenului arat, frămîntat şi cu vegetaţie înaltă. S-a ales, ca punct definitiv, intersecţia medianelor laturilor [3].

Reţeaua de construcţii, avînd nodurile bornate, a fost predată cu proces—verbal unităţii de construcţii cu menţiunea de a-i asigura conservarea în teren şi a nu modifica sau a reconstitui nimic fără ştirea şi acordul proiectantului.

O dată reţeaua realizată pe teren, ea devine un sistem reti-

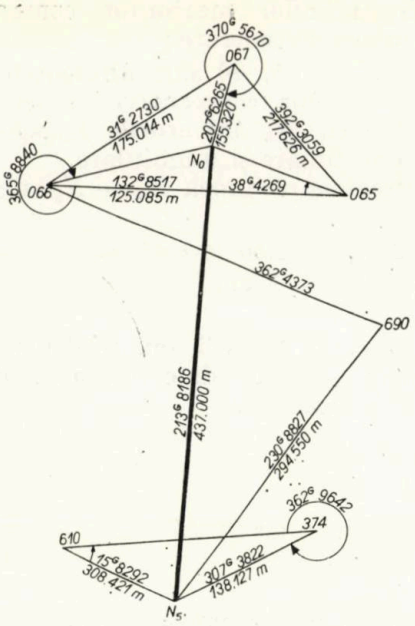


Fig. 4

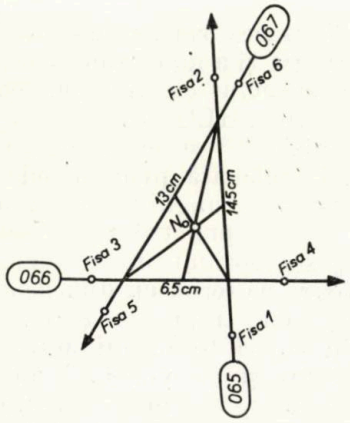


Fig. 5

Schiţe cu trasarea pe teren a bazei reţelei de construcţii

cular potenţial în urma măsurării elementelor: unghiuri şi lungimi, atît planimetric, cît şi nivelitic.

Neînchiderile orizontale şi verticale devin solicitări de ordin geodezic, iar potenţialele sînt corecţiile ce trebuie aplicate sistemului pentru echilibrarea sa prin compensare riguros ştiinţifică [1].

Considerînd că zonele construite în ansambluri pot avea întinderi pînă la 2 000 m de front şi 800—900 m adîncime, rezultă că o reţea de construcţii avînd laturile de 100 m lungime poate însuma pînă la 190 noduri.

Aplicînd, pentru compensare, metoda nodurilor, rezultă aproximativ tot atîtea ecuaţii liniare simultane de corecţii cu vectorii termeni liberi corespunzători, inclusiv vectorii coeficienţilor iniţial nedeterminaţi Q_{ij}, pentru determinarea soluţiilor sistemului şi a preciziei fiecărei corecţii calculate.

În acest scop, am pregătit programe la ordinatorul I.B.M. configuraţie 360 pentru a soluţiona simultan un sistem de 200 ecuaţii liniare.

Proiectul de specialitate a fost soluţionat de către şeful de proiect, care a elaborat programele de calcul electronic la ordinatoare şi a operat la ordinatorul O.P. 101, astfel încît calculele au fost efectuate în întregime pe cale electronică.

În calculele proiectului s-au pregătit şi s-au folosit următoarele programe de calcul electronic:

Pentru ordinatorul OLIVETTI PROGRAMMA 101

Calculul orientărilor din coordonate, calculul funcţiilor trigonometrice sin-cos-tan-cot cu 8—9 zecimale.

Calculul lungimilor din coordonate, calculul lungimilor proiectate pe o înclinare de teren dată, calculul coordonatelor prin metoda drumuirii, transcalcularea coordonatelor consecutiv schimbării axelor de coordonate prin metoda translaţiei şi rotaţiei simultane spre est, idem spre vest, soluţionarea sistemelor de ecuaţii de corecţii pînă la ordinul 15 prin metoda K. F. Gauss, calculul preciziei unei reţele geodezice existente, calculul preciziei trasării prin metoda intersecţiei unghiulare înainte, calculul preciziei trasării prin metoda coordonatelor rectangulare, calculul cotelor de nivel prin metoda drumuirii nivelitice, calculul cotelor de nivel prin metoda polară.

Calculele se efectuează şi rezultatele se tipăresc cu 6—8 zecimale [11].

Pentru ordinatorul INTERNATIONAL BUSINESS MACHINES sistem 306 model 40 (I.B.M. 360)

Determinarea coordonatelor prin metoda drumuirii avînd pînă la 500 staţii, soluţionarea sistemelor de ecuaţii liniare simultane de corecţii pînă la ordinul 200 (de ecuaţii şi necunoscute) prin metoda K.F. Gauss.

Ambele aceste programe permit executarea calculelor în dublă precizie şi scriu toate rezultatele cu cîte 16 zecimale, asigurînd în calcule o precizie foarte înaltă [7].

Pe baza reţelei de construcţii trasată pe teren şi a planului de trasare, topograful de şantier poate trasa fiecare obiectiv proiectat cu multă uşurinţă şi cu precizia impusă asigurată.

5. Concluzii

Proiectanţii au obligaţia morală de a introduce în permanenţă noul în proiectele lor şi de a se strădui să ridice proiectele la nivelul unei tehnici superioare.

Proiectarea unui ansamblu de locuinţe se face pentru o lungă perioadă de timp, de aceea proiectantul simte presiunea unei răspunderi mari pentru critica viitorului.

Preocuparea pentru continua îmbunătăţire a lucrărilor în decursul proiectării îl obligă la multe modificări. Acestea implică efectuarea unui volum

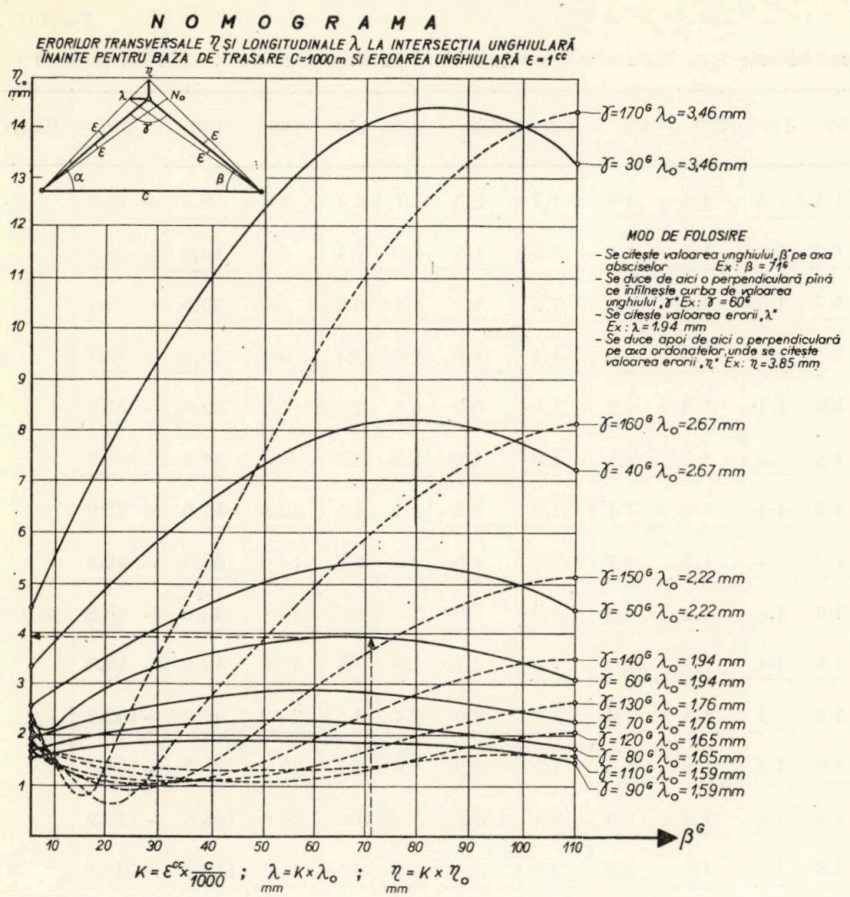


Fig. 6

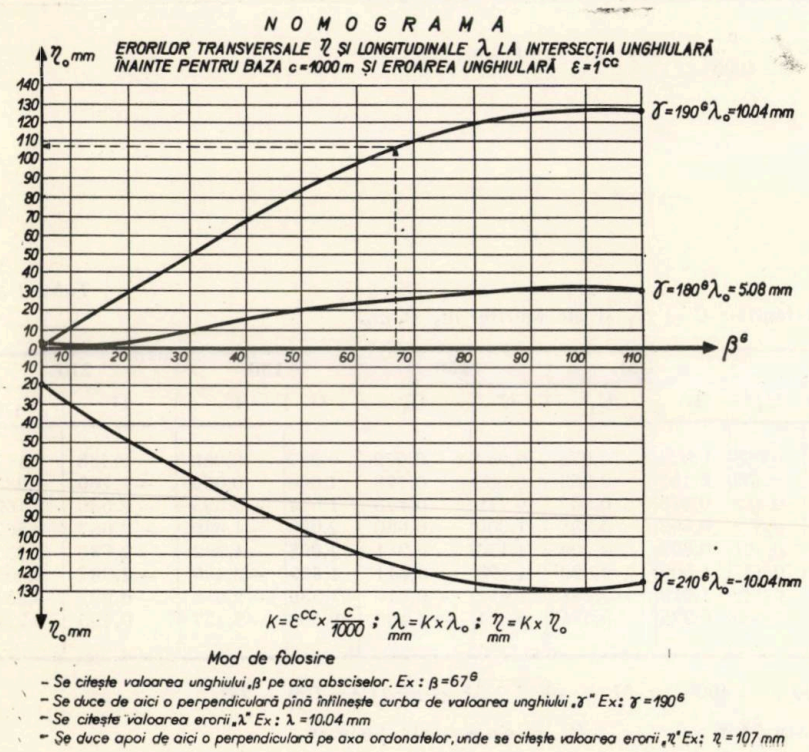


Fig. 7

Fig. 6 şi Fig. 7 — Nomograme pentru culegerea directă a valorilor erorilor de trasare

mare de calcule laborioase geodezice-topografice.

Adesea, calculele, folosind mijloacele tradiţionale, devin extenuante şi de necuprins în cadrul termenelor de predare. Pentru acest motiv, apelul la calculul electronic se impune cu necesitate întrucît se tratează mulţimi de date conţinute în formule destul de complicate pentru a obţine rezultatele într-un ritm rapid. Astfel, se pot folosi cu uşurinţă metode riguros ştiinţifice şi se pot calcula mai multe variante din care să se opteze pentru cea mai convenabilă.

Un sistem de ecuaţii liniare de corecţii pentru compensarea reţelei de construcţii — de 30 ecuaţii cu 30 de necunoscute şi cu tot atîţia vectori termeni liberi — este soluţionat cu maşinile mecanice sau electromecanice de calcul în circa 30 de zile.

Pe cale electronică, acelaşi sistem de ecuaţii este soluţionat în maximum zece minute, la care se adaugă 2—3 zile pentru perforatul, controlul şi corectura datelor pe cartelele perforate. Rezultatele pot fi tipărite cu cîte 16 zecimale pentru fiecare necunoscută [4]; [7].

Elaborarea prealabilă a unei biblioteci de programe pentru calcule uzuale, care să permită combinarea lor articulată în vederea soluţionării problemelor de producţie, capacitatea de a le restructura şi adopta sau de a elabora altele noi chiar în decursul executării proiectelor

Tabelul 2

Valorile erorilor transversale η_{mm} şi longitudinale λ_{mm} la intersecţia unghiulară înainte pentru: C = 1000m şi $\varepsilon = 1^{cc}$

β \ γ	30	40	50	60	70	80	90	110	120	130	140	150	160	170	180	190	210	Erori
5	4.5	3.3	2.6	2.2	1.9	1.7	1.6	1.6	1.6	1.6	1.7	1.9	2.1	2.4	2.6	0.8	— 20.0	
10	5.6	3.8	2.9	2.4	2.0	1.8	1.7	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.6	1.4	0.8	10.0	— 29.8	
15	6.6	4.4	3.2	2.6	2.2	1.9	1.7	1.5	1.4	1.4	1.3	1.2	1.1	0.8	2.6	20.0	— 39.4	
20	7.6	4.9	3.6	2.8	2.3	2.0	1.7	1.4	1.3	1.3	1.4	1.0	1.9	1.4	5.1	29.8	— 48.8	
25	8.5	5.4	3.9	3.0	2.4	2.0	1.8	1.4	1.3	1.2	1.0	0.9	0.3	2.4	7.5	39,4	— 57.9	
30	9.4	5.9	4.1	3.1	2.5	2.1	1.8	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0	1.6	3.5	9.5	48.8	— 65.7	
35	10,2	6.3	4.4	3.3	2.6	2.2	1.8	1.4	1.2	1.1	1.0	1.2	2.1	4.5	12.3	57.9	— 75.0	
40	11.0	6.7	4.6	3.4	2.7	2.2	1.8	1.4	1.2	1.1	1.1	1.5	2.7	5.6	14.6	66.7	— 82.9	
45	11.7	7.0	4.8	3.5	2.8	2.2	1.9	1.4	1.2	1.2	1.3	1.9	3.3	6.6	16.8	75.0	— 90.2	η_0 *mm*
50	12.3	7.3	5.0	3.6	2.8	2.5	1.9	1.4	1.2	1.3	1.5	2.2	3.8	7.6	18.9	82.9	— 97.0	
55	12.9	7.6	5.1	3.7	2.9	2.3	1.9	1.4	1.3	1.4	1.7	2.6	4.4	8.5	20.9	90.2	—103.2	
60	13.3	7.8	5.2	3.8	2.9	2.3	1.9	1.4	1.3	1.5	1.9	2.9	4.9	9.4	22.7	97.0	—108.8	
70	14.0	8.1	5.4	3.8	2.9	1.8	1.8	1.4	1.5	1.8	2.4	3.6	5.9	11.0	26.0	108.8	—117.9	
80	14.4	8.2	5.4	3.8	2.8	2.2	1.8	1.5	1.7	2.0	2.8	4.1	6.7	12.3	28.6	117.9	—124.1	
90	14.4	8.1	5.2	3.6	2.7	2.1	1.7	1.6	1.8	2.3	3.1	4.6	7.3	13.3	30.5	124.1	—127.2	
110	13.3	7.3	4.6	3.1	2.3	1.8	1.6	1.7	2.7	2.7	3.6	5.2	8.1	14.4	32.1	127.2	—124.1	
	3.46	2.67	2.22	1.94	1.76	1.65	1.59	1.59	1.65	1.76	1.94	2.22	2.67	3.46	5.08	10.04	— 10.04	λ_0 *mm*

$$K = \varepsilon^{cc} \times \frac{c}{1000}; \quad \lambda = K \times \lambda_0; \quad \eta = K \times \eta_0$$

Tabelul 3

Valorile coeficienţilor U şi U_1 şi ale erorilor m_x şi m_y.

β^G \ γ^G	30		60		90		120		150		180		210	
	U	U_1	U	U_1	U	U_1	U	U_1	U	U_1	U	U_1	U	U_1
5	−1,147	0,090	−0,051	0,326	−0,006	0,068	0,032	0,076	0,084	0,072	0,247	0,059	−0,488	0,117
20	−0,481	0,481	−0,118	0,363	0,049	0,309	0,191	0,263	0,389	0,198	1,000	0,000	−1,760	1,283
35	−0,601	0,981	−0,051	0,644	0,202	0,489	0,418	0,357	0,719	0,173	1,644	−0,395	−2.540	2.169
50	−0,481	1,481	0,137	0,863	0,421	0,579	0,662	0,338	1,000	0,000	2,039	−1,039	−2,657	3.567
65	−0,147	1,872	0,403	0,974	0,656	0,561	0,872	0,209	1,173	−0,281	2,098	−1,792	−2,686	5,036
80	0,328	2,069	0,691	0,951	0,858	0,437	1,000	0,000	1,198	−0,611	1,809	−2,490	−2,387	6,005
95	0,840	2,029	0,937	0,800	0,981	0,236	1,019	−0,281	1,072	−0,916	1,235	−2,981	−0,997	6,359
110	1,279	1,760	1,088	0,554	1,000	0,000	0,925	−0,471	0,821	−1,130	0,500	−3,157	0,495	6,234

$\delta = 3$ mm: $m_c = 1/20.000$ $c \to 1/4000$ c; $M = \pm\sqrt{\eta^2 + \lambda^2 + m_c^2 (U^2 + U_1^2) + 2\delta^2}$

$U = \cos\alpha \cdot \sin\beta/\sin\gamma$ $\qquad$ $U_1 = \sin\alpha \cdot \sin\beta/\sin\gamma$

$M_x = M_c \cdot U$ $\qquad$ $M_y = M_c \cdot U_1$

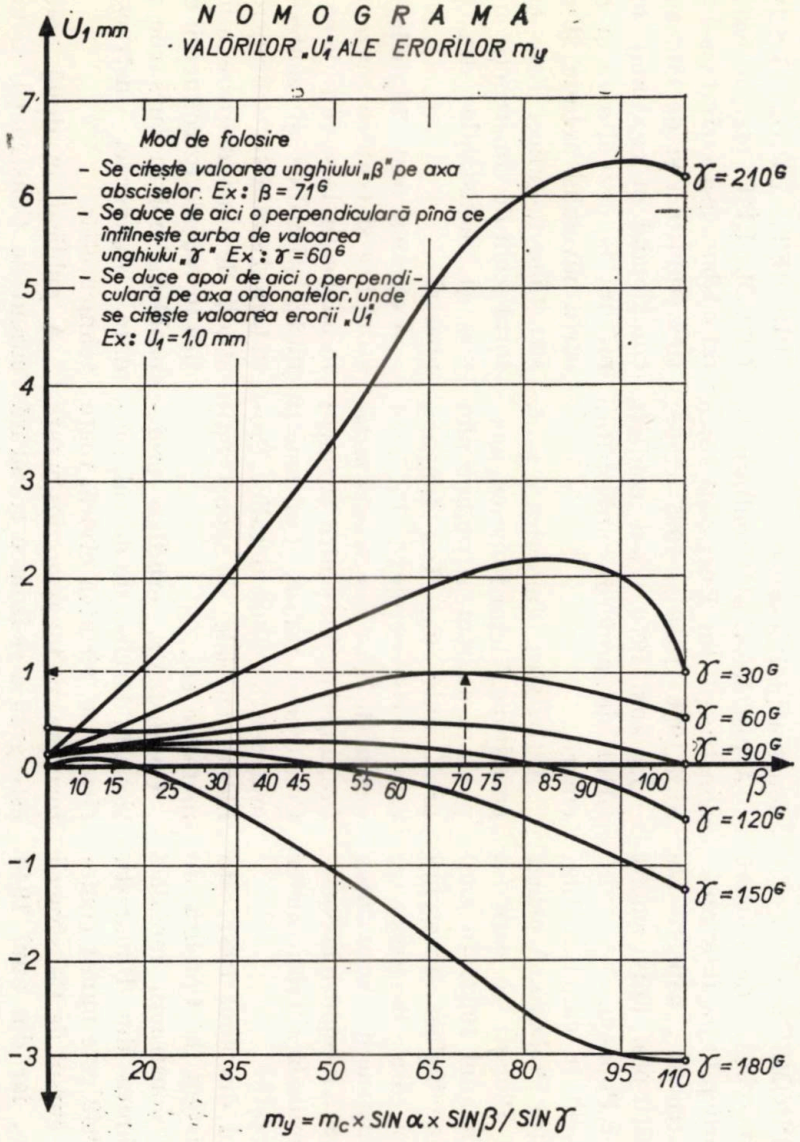


Fig. 8

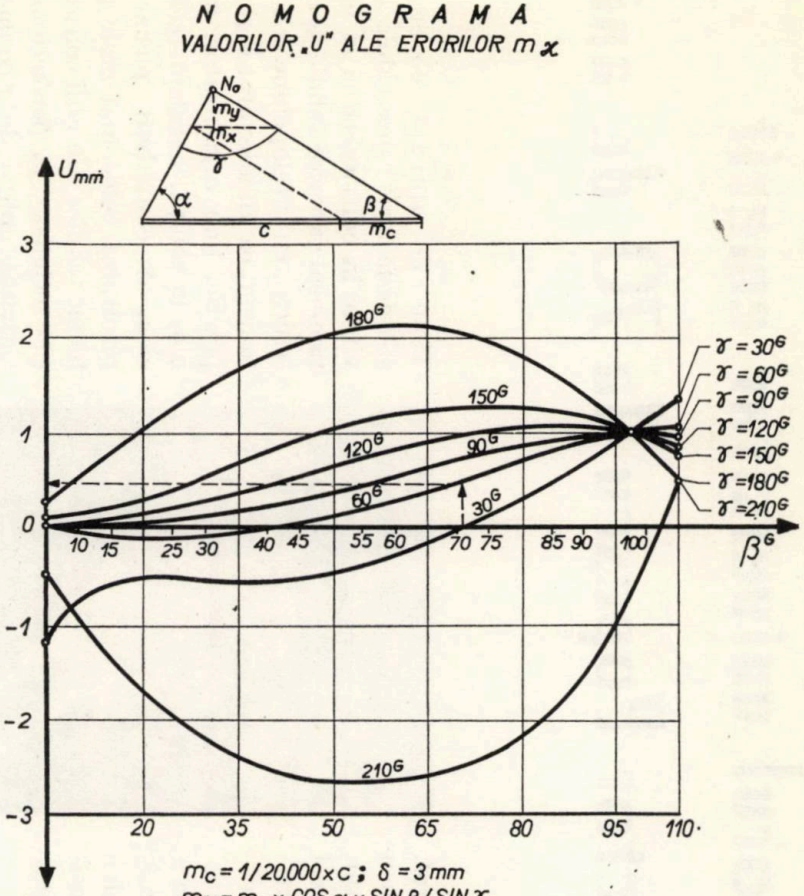


Fig. 9

Nomograme pentru culegerea directă a valorilor erorilor de trasare

(Continuare în pag. 51)

Profesorul universitar emerit inginer Victor Popescu la 70 de ani

La 23 ianuarie 1972, prof. univ. emerit ing. Victor Popescu a împlinit vîrsta de 70 de ani.

Cu acest prilej, în cadrul unei solemnităţi, tov. Emil Bodnăraş, vicepreşedinte al Consiliului de Stat, i-a înmînat Ordinul „Meritul Ştiinţific" clasa I şi l-a felicitat în numele Consiliului de Stat şi al tov. Nicolae Ceauşescu, preşedinte al Consiliului de Stat al R.S.R., secretar general al P.C.R.

De asemenea, eminentul inginer şi profesor a fost sărbătorit de Consiliul profesoral al Facultăţii de construcţii şi de colectivul Institutului de proiectări de uzine şi instalaţii metalurgice (IPROMET).

Ne revine cinstea de a insera cu acest prilej, în paginile revistei „Construcţii", aspecte ale personalităţii prof. univ. emerit ing. Victor Popescu.

S-a născut în comuna Jilavele, judeţul Prahova. A urmat liceul din Ploieşti pe care l-a absolvit în anul 1922. În anul 1928 devine inginer, absolvind Politehnica din Bucureşti — secţia Construcţii. Activitatea inginerească a început-o la Societatea Comunală a Tramvaielor din Bucureşti.

Începînd din anul 1931 este numit asistent la Catedra de poduri şi construcţii metalice la Politehnica din Bucureşti. În anul 1942 este numit conferenţiar la cursul de Construcţii industriale, iar din anul 1945 la cursul de construcţii metalice.

În anul 1950 este numit profesor şi şef al Catedrei de construcţii metalice a Institutului de construcţii Bucureşti.

A fost decan al Facultăţii de construcţii din Bucureşti între anii 1956—1958 şi 1967—1968.

În anul 1970 i s-a conferit titlul de profesor universitar emerit.

Activitatea didactică a prof. emerit ing. Victor Popescu, începută ca asistent al renumitului prof. univ. ing. Ion Ionescu, este foarte complexă. Pe lîngă cursul de bază *Construcţii metalice*, a mai predat şi alte cursuri : Construcţii rurale, Construcţii orăşeneşti, Poduri metalice, Probleme speciale de construcţii metalice etc.

Competenţa, erudiţia profesională, dăruirea de dascăl, solicitudinea, virtutea civică, toate formează un tot armonios în care este greu a se izola o trăsătură dominantă.

Timp de aproape 45 de ani şi-a desfăşurat remarcabila activitate în construcţii şi în învăţămîntul superior tehnic de construcţii, cu înţelepciune şi devotament, ca un adevărat inginer : practic, bun organizator, ingenios în soluţii, excelent teoretician. A contribuit plenar la rezolvarea celor mai grele probleme tehnice din anii construcţiei socialiste, la perfecţionarea activităţii pline de răspundere — dar de o nobilă frumuseţe — care este şcoala.

Ca şef al Catedrei de construcţii metalice, ca proiectant, consilier şi expert la diferite institute de proiectare (I. P. I., IPROMET, I.P.L., I.S.P.E., I.P.C.M., I.P.C. etc.) a desfăşurat o laborioasă activitate didactică, ştiinţifică şi de concepţie, contribuind în cea mai mare măsură la dezvoltarea şi ridicarea nivelului tehnic al construcţiilor metalice. Este creatorul şcolii de construcţii metalice şi industriale din ţara noastră.

A efectuat peste 70 de lucrări ştiinţifice şi tehnice prezentate în publicaţii, la sesiuni de comunicări ştiinţifice şi conferinţe, în ţară şi străinătate, numeroase studii de documentare ştiinţifică în vederea introducerii unor probleme noi în cursurile predate, standarde, instrucţiuni tehnice etc.

A publicat în două volume cursul de Construcţii metalice în anii 1959 şi 1961, şi sub

formă de tratate de specialitate în anii 1962 și 1967.

Dintre valoroasele lucrări științifice elaborate menționăm : *Calculul construcțiilor metalice în domeniul plastic* ; *Comportarea spațială a construcțiilor cu structuri metalice* ; *Introducerea în R.S.R. a buloanelor de înaltă rezistență* etc.

A realizat, fie personal, fie în colaborare sau dînd direct îndrumări, peste 100 de lucrări de importanță deosebită în tehnica construcțiilor din țara noastră. Dintre acestea menționăm : Furnalul și oțelăria de la Hunedoara ; laminorul de țevi Roman ; oțelăria de la Reșița ; Uzina metalurgică Iași ; laminorul de tablă groasă, sectorul de întreținere, oțelăria și laminoarele din cadrul Combinatului siderurgic Galați ; Uzina de autoturisme Colibași ; acoperișul metalic al Sălii Palatului R.S.R. etc. Menționăm, de asemenea, garajele de autobuze din șoseaua Pandurilor, cu acoperiș din plăci subțiri autoportante de 30 m deschidere (prima construcție de acest fel realizată în țară cu o deschidere mare — anul 1937) etc.

Ca pedagog poate fi pildă și îndemn pentru toate cadrele didactice, crezul profesorului fiind acela de „model pentru studenți". Dușman al căpătuirii fără muncă, al necinstei, a pretins studenților să muncească și să se pregătească serios, considerînd că astfel îi formează pentru viitor, din punct de vedere tehnic și moral.

În această privință, prof. Victor Popescu a făcut mult mai mult decît furnale, oțelării și hale industriale, mult mai mult decît manuale și lecții universitare : a format „ingineri constructori", făcînd „școală", nu numai la facultate, ci și direct în producție. Mulți ingineri gîndesc și muncesc așa cum i-a învățat maestrul : inginerește. Și aceasta reprezintă cea mai frumoasă operă.

A slujit țara cu sufletul, cu mintea și cu fapta, semănînd frumosul și utilul. Rodul a fost bogat și istoria tehnicii românești va consemna aceasta spre lauda numelui Victor Popescu.

Pentru aceasta, generațiile de ingineri îi mulțumesc.

Cinste muncii creatoare a prof. Victor Popescu, cinste omeniei sale, cinste numelui său.

Ne facem ecoul foștilor studenți, colaboratorilor, colegilor și prietenilor prof. univ. emerit ing. Victor Popescu, urîndu-i o viață fericită, o viață frumoasă și plină de satisfacții creatoare.

Conf. ing. **Nicolae Pătrăniche**
Dr. ing. **Hristache Popescu**

(Urmare din pag. 49)

devine o condiție necesară proiectării la nivelul cerințelor actuale.

Metoda translației și rotației simultane, pentru determinarea directă a coordonatelor punctelor de frîngere ale construcțiilor, precum și pentru alte transcalculări de coordonate, este de preferat altor metode folosite în acest scop, ca intersecții, drumuiri sau radieri, care sporesc durata de calcul.

Calculul preciziei rețelei asigură încrederea în calitatea lucrărilor efectuate și a devenit obligatoriu potrivit Instrucțiunilor C. 83—68. Metoda geometrică, pentru determinarea sa, este ușor accesibilă și cadrelor medii deoarece rezultatele se culeg din tabelele 2 și 3, calculate electronic, sau din nomogramele din fig. 6, 7, 8 și 9.

Metoda diferențială și metoda diferențială logaritmică duc la rezultate comparabile, însă riguroase.

Rețeaua de construcții, devenită un sistem reticular potențial, este eliberată de căutarea unei metode de compensare cu un număr minim de ecuații de corecții. Soluționarea acestor sisteme cu un număr mare de ecuații a încetat de a mai constitui o problemă anevoioasă, datorită calităților calculului electronic [1], [7].

BIBLIOGRAFIE

[1] Agent R. : *Sisteme reticulare nedeterminate.* București, Ed. Tehnică, 1970, p. 15—17 ; 765—786.

[2] Costăchel A., Cristescu N., Mihail D. : *Lucrări topografice de trasare.* București, Ed. Tehnică, 1956, p. 14, 62, 94, 107.

[3] Cristescu N. : *Topografie inginerească, vol. I, fasciculele 1 și 2.* București, Ed. Didactică și pedagogică, 1961, p. 183—209.

[4] * * * *Normativ pentru trasarea necesară amplasării construcțiilor (C. 83—68).* CSCAS, 1968, p. 6—20.

[5] * * * *Catalog de prețuri unitare pe articole de deviz pentru lucrări geodezice* 0—1963. CSCAS.

[6] Filimon R., Domide E.: *Topografie minieră.* București, Ed. Tehnică, 1962, p. 203—208.

[7] * * * *Introduction au traitement des calculs techniques par ordinateur.* I.B.M. 562—4542—0.

[8] Jordan W., Eggert O. : *Logarithmisch-trigonometrische Tafeln für neue (zentesimale) Teilung mit sechs Dezimalstellen.* Stuttgart, 1921.

[9] Jordan W., Reinhertz C., Eggert O. : *Handbuch der Vermessungskunde.* Stuttgart, 1914, p. 9—32.

[10] Liuț A. F. : *Razbivka krupnîh soorujenii osnovie polojeniia.* Moscova, Izd. geod. lit., 1952.

[11] * * * *Programma* 101 *Electronic Desk-Top Computer* Olivetti Programme Library

[12] Plăcinteanu I.I. : *Teoria erorilor de măsurare și metoda celor mai mici pătrate.* București, Ed. Tehnică, 1967, p. 36—103.

[13] Paraschivescu St. : *Teoria și practica compensării triangulațiilor geodezice.* București, Serviciul geografic al armatei, 1922.

[14] Peters J. : *Zehnsteillige Logarithmen der Zahlen von* 1 *bis* 100 000. Berlin, 1922/Moscova, 1964.

[15] Viduev N. G., Rakitov D. I. : *Prilojenie geodezii a injeniernostroitelnom dele.* Moscova, Ed. Nedra, 1964. p. 70—82.

CRONICA

DIN LUCRĂRILE CONGRESULUI AL V-LEA C.I.B.

„DE LA CERCETARE LA PRACTICĂ — STIMULAREA APLICĂRII"*

(Paris — Versailles, iunie 1971)

Ing. **MIRCEA LUPAN**
Director adjunct ştiinţific, INCERC

III. AJUTOARELE PENTRU CONCEPŢIE

Subiectele cuprinse în această grupă tematică a congresului formează de fapt o singură temă, care tratează modul în care rezultatele ştiinţifice trebuie prezentate şi difuzate în practică pentru a putea fi utilizate ca un ajutor (asistenţă tehnică) în concepţia, respectiv proiectarea construcţiilor.

Conţinutul temei este destul de vast, fiind împărţit în următoarele subteme: documentarea, metodele de evaluare a construcţiilor, elementelor şi materialelor; normele (standardele); coordonarea dimensională şi standardizarea rosturilor; toleranţele.

9. Subtema nr. 9ª — Documentarea

La această subtemă s-au prezentat în total 8 rapoarte: două rapoarte de bază şi 6 rapoarte de răspuns (vezi bibliografia).

Rapoartele prezentate au abordat multe probleme legate de conţinutul şi sfera noţiunilor de documentare şi informare, tipuri şi sisteme de documentare şi informare adecvate în construcţii şi legătura lor cu procesul de construcţie în general şi cu natura utilizatorilor, problema folosirii ordinatoarelor pentru documentare şi informare, rolul şi activitatea C.I.B., precum şi alte probleme.

a) Noţiunea de *documentare* trebuie considerată şi înţeleasă ca o parte mai restrînsă din conceptul mai larg de *informaţie*, care are un conţinut şi o sferă de aplicare mult mai extinse [9ª.1]. Ca urmare, documentarea în sine nu poate acoperi niciodată complet domeniul informaţiei, sau — altfel spus — un sistem de documentare este totdeauna un subsistem al unui sistem de informaţii. Noţiunile de informaţie şi documentare sînt prezentate adesea prin literele „I" şi „D" [9ª.2].

Documentarea şi informaţia se bazează pe dezvoltarea mijloacelor moderne de prelucrare, respectiv programe (*software*) şi ordinatoare (*hardware*).

Documentarea modernă trebuie să cuprindă: elaborarea unui program de automatizare complexă, stabilirea unui *tezaur* (lista alfabetică a termenilor grupaţi ierarhic şi pe domenii de activitate), crearea unui sistem de clasificare etc. [9ª.4].

b) În stadiul actual al documentării, respectiv al comunicării informaţiilor, se constată *o criză generală* [9ª.2], datorită volumului şi diversităţii uriaşe a informaţiilor, care nu pot fi absorbite decît într-o proporţie foarte mică de către oamenii moderni.

Pentru a atenua această situaţie de criză în domeniul documentării şi informaţiei şi pentru a mări eficienţa documentării este necesar să se acţioneze în cel puţin două direcţii principale: orientarea documentării după natura utilizatorilor şi legarea directă de procesul de construcţie, precum şi adoptarea unor sisteme moderne de documentare şi informare.

c) *Utilizatorii documentării* sînt toate persoanele şi unităţile care beneficiază direct sau indirect de aceasta şi care pot fi de trei categorii: cercetătorii şi cadrele din învăţămîntul superior; practicienii (proiectanţi, constructori şi specialişti din administraţie); alţi tehnicieni [9ª.3].

Principalii utilizatori, pentru care documentarea trebuie să se mobilizeze, sînt cei din a doua categorie, cei mai numeroşi şi mai eterogeni, care au nevoie de o documentare ştiinţifică, tehnică şi economico-comercială, bine adaptată şi pusă la dispoziţie de către centre „I" şi „D", precum şi de către unităţile de cercetare şi dezvoltare (C & D), folosind ca mijloace: biblioteci, reviste, conferinţe, cursuri, vizite tehnice etc. Principala caracteristică a acestei documentări este orientarea ei spre dezvoltarea tehnologiilor moderne pe baze ştiinţifice.

Documentarea în construcţii trebuie orientată spre procesul de construire şi să ofere date potrivite, la momentul dorit, utilizatorilor cărora li se adresează.

Actul de construire fiind un ansamblu de activităţi care au la origine decizii bazate pe informaţii adecvate, documentarea în construcţii trebuie să se bazeze — pentru a avea eficienţă — pe un ansamblu ordonat de decizii tehnice precedate, în fiecare moment, de o informaţie potrivită [9ª.1].

Calitatea documentării depinde de mai mulţi factori privind conţinutul, forma şi mijloacele de utilizare [9ª.1].

Pentru a fi eficace, documentarea trebuie circumscrisă în anumite limite, deoarece în caz contrar se ajunge la o documentare mediocră. Acest lucru se obţine acordînd prioritate *subsistemelor de documentare*, care pot oferi o documentare mai aprofundată şi mai operativă pentru grupe bine precizate de utilizatori [9ª.1].

Dar ţinînd seama de complexitatea întregului proces de construcţie şi de condiţiile de informare, care se influenţează reciproc, apare şi necesitatea unui sistem integrat de informare [9ª.5].

De aceea, se pare că o poziţie de mijloc este mai realistă, şi anume aceea de a se pune la punct un sistem de documentare în construcţii astfel încît diferitele subsisteme să fie realizate ţinînd seama de imperativele viitoare ale unui *sistem global*, în cadrul unui plan pe termen mai lung [9ª.4], care să cuprindă acţiuni pentru punerea la punct a unor programe de automatizare complexă pentru elaborarea unui tezaur şi pentru organizarea unei *bănci de date*.

d) O problemă principală care condiţionează progresul şi dezvoltrea documentării şi informării, fie că este vorba de subsisteme, fie de un sistem integrat, global, este aceea a *clasificării datelor şi informaţiilor în construcţii*, pe baza unui sistem unificat propus de C.I.B. [9ª.8], care să asigure coordonarea între furnizorii şi utilizatorii informaţiilor şi care să uşureze mult schimburile de cunoştinţe şi informaţii internaţionale

* Continuare din nr. 5/1972

cu toate obstacolele create de distanţă şi de limbă.

Pentru pregătirea informaţiilor în vederea *utilizării ordinatoarelor*, are mare importanţă realizarea băncilor de date ca o completare a bibliotecilor şi serviciilor de referinţă. Ordinatoarele pot contribui în mod hotărîtor la crearea unor sisteme generale de informare în construcţii.

e) Dat fiind *rolul important al cercetării* în ansamblul procesului de construcţie care determină în mod fundamental alura curbei de evoluţie a întregii ramuri, trebuie să se acorde o importanţă specială informaţiilor legate de *cercetare*, atît în ce priveşte informaţiile necesare organismelor de cercetare ca utilizatori, cît şi informaţiile privind rezultatele cercetărilor, pentru aplicare în practică [9a.4].

Valoarea documentării ca instrument de aplicare în practică a rezultatelor cercetării este condiţionată de modul şi mijloacele de prezentare a acestor rezultate, care trebuie să ţină seama de impactul lor asupra utilizatorilor [9a.1]. Rezultatele activităţii de cercetare şi dezvoltare (C&D) trebuie transformate, adaptate şi extinse pe diferite categorii de utilizatori pentru a se obţine aplicarea acestor rezultate în practică [9a.2].

Organizaţiile de cercetare-dezvoltare (C & D) precum şi cele de informare şi documentare („I" şi „D") au sarcina de a elabora şi prelucra informaţii în formă corespunzătoare pentru a putea servi ca bază luării de decizii în dezvoltarea procesului de construcţii [9a.8]. Dezvoltarea unui sector ca cel al industriei construcţiilor implică sporirea contactelor între teorie şi practică, profesia trebuind să dobîndească o bază tehnologică în virtutea căreia tehnologia să se transforme treptat în ştiinţă aplicată.

În acest proces, informaţia capătă o valoare concretă comercializabilă, care însă trebuie să fie cît mai eficientă, chiar dacă este scumpă [9a.3].

Complexitatea organizării industriei de construcţii şi marile fonduri angajate pentru dezvoltare pretind şi justifică un sistem de informare cît mai complex şi mai eficient, chiar dacă este costisitor.

f) Gradul de generalitate a aplicării în practică a informaţiilor în ramura construcţii-montaj, cît şi complexitatea activităţilor din acest sector, pun problema unei *colaborări internaţionale* în acest domeniu pentru a spori eficienţa activităţii centrelor „I" şi „D".

Această colaborare a fost iniţiată şi dezvoltată continuu de C.I.B. sub diferite forme: schimb de informaţii şi de experienţă, lucrări de dezvoltare în comun, formulare de recomandări, schimb de programe de cercetare etc. prin activitatea comisiilor de lucru W_1, W_{31}, W_{52}, S_{47} şi W_{58}, care oferă un cadru adecvat pentru o colaborare internaţională utilă în acest domeniu.

10. Subtema nr. 9b — Metode de evaluare a clădirilor, elementelor şi materialelor

Această subtemă a fost dezvoltată în 14 rapoarte din care trei rapoarte de bază şi 11 rapoarte de răspuns (vezi bibliografia). În aceste rapoarte se abordează o problemă complexă cu mai multe subprobleme, care se referă la diferite aspecte ale valorii (calităţii) clădirilor (inclusiv a elementelor componente) şi ale metodelor de evaluare (apreciere şi (asigurare a acestora (regulamente şi prescripţii tehnice) în contextul progresului tehnic şi dezvoltării actuale a industriei de construcţii.

În înţelesul problemelor dezbătute în cadrul rapoartelor prezentate, termenul de valoare cuprinde o noţiune mai largă, care pe lîngă valoarea „comercială" a produsului (clădirii) cuprinde şi latura calitativă, adică aptitudinile de a satisface o serie de necesităţi ale utilizatorului, de ex.: siguranţă, confort, durabilitate, aspect estetic, ambianţă plăcută, uşurinţă de întreţinere etc.

Cele mai importante aspecte prezentate şi dezbătute în cadrul acestei subteme sînt următoarele: critica actualelor metode de evaluare, a regulamentelor şi prescripţiilor tehnice existente; încercări pentru perfecţionarea metodelor de evaluare; agrementul tehnic şi noţiunea de performanţă; domeniile de aplicare a noţiunii de performanţă şi problemele care se ridică; exemple de aplicare a noţiunii de performanţă la operaţia *Breakthrough* (vezi pct. e de mai jos).

a) Obţinerea unor trepte de calitate a construcţiilor s-a urmărit în toate timpurile prin *stabilirea de regulamente* (prescripţii tehnice) care să definească condiţiile cerute [9b.2].

Prescripţiile tehnice sau regulamentele de construcţii au evaluat în decursul timpului, o dată cu acumularea de noi cunoştinţe şi cu realizarea de progrese în tehnica construcţiilor, ajungîndu-se la aşa-zisele regulamente clasice de construcţie, în vigoare azi în majoritatea ţărilor.

Aceste regulamente (prescripţii) de construcţie au, în marea majoritate a cazurilor, un caracter descriptiv, care caută să definească clădirile, elementele componente şi lucrările de construcţii prin specificaţii descriptive, foarte detaliate, care indică modul de alcătuire, forma şi dimensiunile precise, precum şi materialele ce intră în alcătuirea lor, cu caracteristicile respective, inclusiv procedeele de fabricaţie şi punere în operă [9b.1], [9b.3].

Dar, în stadiul actual de dezvoltare explozivă a cunoştinţelor ştiinţifice şi tehnice, asemenea regulamente şi prescripţii, care constituie o materializare curentă a experienţei trecute, devin o frînă în dezvoltrea tehnicii construcţiilor, făcînd imposibilă introducerea de noi soluţii tehnice şi folosirea de noi materiale sau procedee [9b.1], [9b.3], [9b.7].

În această situaţie, pentru a facilita progresul tehnic în construcţii, s-a pus de cîţiva ani problema trecerii la noi metode de apreciere a valorii şi calităţii construcţiilor şi la noi tipuri de prescripţii tehnice, respectiv regulamente de construcţii. Astfel, s-a ajuns, în domeniul construcţiilor de locuinţe, la stabilirea unor *„exigenţe"* sau *„necesităţi"*, cărora trebuie să le răspundă clădirile şi construcţiile şi — legat de acestea — la aşa-zisele *regulamente exigenţiale*, precum şi la noi metode de apreciere a sistemelor, elementelor, procedeelor şi materialelor noi de construcţie, pe bază de *agremente tehnice* [9b.3], [9b.8], [9b.11].

b) În problema determinării *valorii locuinţelor* s-a căutat o soluţie care să permită a se face o idee mai justă asupra calităţii globale a unei locuinţe, atît în ce priveşte alegerea prealabilă a soluţiei, cît şi aprecierea produsului construit [9b.8].

În principal, accentul s-a pus pe studierea şi elaborarea unor metode raţionale şi rapide pentru determinarea costului locuinţelor şi influenţa diferiţilor factori asupra acestuia. Între aceste metode, pot fi menţionate:

— *metoda ARC* (respectiv metoda de apreciere raţională a costului), care defalcă costul pe elemente funcţionale ale clădirii, permiţînd o analiză rapidă şi raţională — în cadrul procesului de concepţie — a influenţei diferitelor variabile ale clădirii (lăţime, înălţime, număr de etaje) asupra costului [9b.8], [9b.9], [9b.10];

— *metoda consistenţei*, care compară preţurile lucrărilor unei locuinţe reprezentative fictive, din ansamblul supus evaluării, cu cele ale unei locuinţe de referinţă, avînd acelaşi număr de camere şi aceeaşi suprafaţă, folosind preţuri unitare dintr-un barem stabilit [9b.8], [9b.12].

c) Necesitatea aprecierii *calităţii materialelor şi elementelor de construcţie*, care să garanteze calitatea şi exigenţele cerute construcţiilor, capătă o importanţă sporită şi un sens nou, o dată cu dezvoltarea tehnicii construcţiilor, care tinde să promoveze din ce în ce mai numeroase sisteme, procedee, elemente şi materiale noi de construcţie.

Dacă pentru determinarea calităţii materialelor şi elementelor de construcţie tradiţionale există experienţă şi metode de verificare cunoscute de mult timp, în ceea ce priveşte materialele, elementele şi în general soluţiile noi de construcţii, determinrea calităţii acestora necesită, pe lîngă cercetări de laborator, verificări şi experimentări pe şantiere, în plus şi o apreciere suplimentară în ceea ce priveşte *durabilitatea*, care nu poate fi demonstrată complet prin metode ştiinţifice de laborator şi nici printr-o comportare practică de durată suficientă. În aceste cazuri, calitatea noilor materiale, elemente şi sisteme de construcţie (netradiţionale), din punct de vedere al aptitudinii de folosire în construcţii, sub toate aspectele (garantarea realizării exigenţelor cerute pentru construcţie, inclusiv durabilitatea), se stabileşte prin *practica agrementului tehnic*, metodă de apreciere (atestare) introdusă în o serie de ţări occidentale [9b.3]. Esenţa agrementului constă în introducerea unui *factor de judecată tehnică*, prin care consensul specialiştilor recunoscuţi în construcţii înlocuieşte lipsa unor date şi determinări precise cu privire la durabilitate [9b.11].

Agrementul utilizează, prin definiţie, întregul fond disponibil de cunoştinţe ştiinţifice şi tehnice cu privire la comportarea noilor produse şi sisteme constructive şi, ca urmare, el constituie un mijloc ideal pentru valorificarea rapidă şi directă în practică a cercetărilor aplica-

tive în domeniul tehnologiei şi folosirii materialelor şi produselor noi de construcţie.

d) Dezvoltarea practicii agrementului a dus la *conceptul de performanţă*. Ca şi agrementul, conceptul de performanţă are ca scop să stabilească nivelul calitativ căruia trebuie să-i răspundă un element, un sistem sau o construcţie terminată, dar, spre deosebire de agrement, conceptul de performanţă are o sferă şi un cuprins mai larg.

Conceptul de performanţă poate fi definit ca o procedură organizată, în cadrul căreia este posibil să se stabilească şi să se formuleze caracteristicile (exigenţele) cerute unui material, element sau sistem de construcţie, cu scopul de a îndeplini exigenţele utilizatorului, fără a considera mijloacele ce trebuie folosite în vederea obţinerii rezultatelor urmărite [9b.7].

Denumirea de *„performanţă"* implică indicarea nivelului cerut pentru fiecare caracteristică (însuşire) a unui produs sau sistem de construcţie [9b.4], iar *specificaţia de performanţă* (sau de comportare) poate fi considerată ca o prezentare suficient de riguroasă a criteriilor ce trebuie luate în considerare pentru stabilirea unei performanţe, precum şi a modului cum poate fi măsurată (determinată) conformitatea cu aceste criterii [9b.7].

Pe scara evoluţiei şi dezvoltării progresului în construcţii, apariţia noţiunii de performanţă este inevitabilă [9b.6], şi aplicarea ei constituie o cale modernă de a facilita introducerea produselor şi sistemelor de construcţie noi şi eficiente şi a metodelor ştiinţifice de evaluare mai raţională a clădirilor, de selectare a soluţiilor şi de transpunere a lor în practică [9b.1], [9b.5], [9b.6].

Dar adoptarea şi folosirea conceptului de performanţă ridică o serie de probleme şi dă ocazia formulării unor critici serioase.

Dificultatea principală care se ridică constă în faptul că — în stadiul actual — nu se cunosc metode suficiente şi corespunzătoare pentru determinarea criteriilor de performanţă şi, mai ales, pentru controlul şi verificarea produselor şi sistemelor, din punct de vedere al respectării acestor criterii [9b.1], [9b.7]. De aceea, aplicarea conceptului de performanţă, în prima fază, are de suferit din cauza lipsei acestor cunoştinţe şi din cauza dificultăţilor de a formula prescripţiile tehnice bazate pe conceptul de performanţă, care cere specialişti de înaltă pregătire.

Sub acest aspect, lipsa de metode şi date precise suficiente trebuie suplinită şi aici, cu judecata unor experţi pentru interpretarea datelor cunoscute şi aprecierea rezultatelor [9b.1], [9b.6], [9b.7], ca şi în cazul agrementului, dar apare totuşi o deosebire principală între procedura agrementului şi cea a conceptului de performanţă. Aceasta constă în aceea că, în timp ce în cazul agrementului pentru noi produse şi sisteme de construcţie, se pleacă de la examinarea acestor produse, concepute şi fabricate de producători, căutîndu-se a se determina în ce măsură sînt acceptabile din punct de vedere al respectării unor praguri de exigenţe şi al comportării în construcţie, în cazul specificaţiei de performanţă se enumeră exigenţele prescrise pentru un produs sau o construcţie şi se declară satisfăcătoare produsele şi sistemele care răspund acestor exigenţe, pe baza criteriilor stabilite [9b.11].

Această deosebire şi critica care se aduce în ce priveşte distincţia între exigenţele de utilizare a clădirii şi proprietăţile materialelor, din punct de vedere al conceptului de performanţă, este considerată de unii autori ca avînd mai mult un caracter semantic [9b.1], iar problema durabilităţii în timp rămîne în picioare atît în cazul agrementului, cît şi al conceptului de performanţă şi de aceea judecata specialiştilor şi ideea unei valabilităţi limitate ca durată este meritorie, deoarece pot apărea dificultăţi neprevăzute, care nu pot fi apreciate decît după darea în folosinţă a clădirilor, în care perioadă urmărirea comportării poate reclama modificări şi perfecţionări ale soluţiei [9b.7].

Fără a trage concluzii categorice, se constată că în prezent procedura agrementului este mai răspîndită decît specificaţiile de performanţă, dar pe măsură ce vor exista studii mai complete şi experienţă, specificaţiile de performanţă se vor impune [9b.11].

Oricare ar fi procedura adoptată (agrementul sau specificaţia de performanţă), rezultatul final trebuie să ducă la alegerea unui produs comercial sau sistem constructiv garantat printr-un control de calitate. Ideea specificaţiei de performanţă nu suprimă sistemul actual de standardizare a produselor şi, de asemenea, adoptarea unor criterii de performanţă nu duce în mod automat la produse standard, deoarece pot exista mai multe soluţii care răspund acelorași criterii, astfel încît conceptul de performanţă nu elimină exigenţele de concepţie [9b.7].

e) Pentru verificarea aplicării în practică a conceptului de performanţă, în S.U.A. a fost iniţiată şi declanşată în 1969, de către Ministerul construcţiilor de locuinţe şi urbanism, operaţia *Breakthrough* (O.B.) pentru construirea a 26 000 000 de apartamente în timp de 10 ani, care constituie azi cea mai mare şi mai completă experimentare a noii concepţii [9b.7].

Unul din principalele obiective ale operaţiei a fost acela de a încuraja în cel mai mare grad posibil inovaţia, dînd ocazia să se experimenteze cele mai diferite sisteme constructive, făcîndu-se abstracţie de prevederile restrictive ale regulamentelor de construcţie în vigoare şi stabilindu-se noi criterii de bază (performanţă) şi metode de evaluare (spreciere) a valorii (calităţii) locuinţelor.

În cadrul programului operaţiei *Breakthrough* s-au stabilit criterii de performanţă pentru patru tipuri diferite de locuinţe, şi anume: imobile colective înalte, imobile colective joase, clădiri individuale grupate şi clădiri individuale izolate.

Ceea ce caracterizează bazele criteriilor de performanţă şi metodele de evaluare este caracterul dinamic şi progresiv al acestora — fapt demn de subliniat — în sensul că aceste criterii nu au fost considerate definitive, ci numai ca bază de pornire a operaţiei, pe parcurs procedîndu-se la adaptarea, revizuirea şi perfecţionarea lor — printr-o măsură suplă de aproximaţii succesive — pe măsură ce se perfecţiona şi concepţia soluţiilor şi se obţineau noi date sau apăreau noi probleme de rezolvat, în urma unei colaborări continue între ofertanţi (producători de materiale şi elemente şi constructori) şi beneficiari.

Pe bază de studii şi cercetări şi comparativ cu clădiri existente s-au stabilit atît criteriile de performanţă, cît şi metodele de verificare.

În concluzia dezbaterilor la această subtemă s-a desprins faptul unanim recunoscut că necesitatea de a construi mai bine şi mai mult, folosind tehnica modernă industrializată şi respectînd unele exigenţe umane şi funcţionale mai ridicate, implică noi metode de evaluare (apreciere) şi garantare a soluţiilor, bazate pe un sistem suplu de tipul agrementului, care să permită perfecţionări continue atît ale soluţiilor, cît şi ale criteriilor de apreciere. Acest sistem este susceptibil de perfecţionare şi evoluare în viitor, spre un sistem bazat pe conceptul de performanţă.

11. Subtema nr. 9c — Norme (standarde)

La această temă s-au prezentat numai patru rapoarte: un raport de bază şi trei rapoarte de răspuns (vezi bibliografia), dar cu toate acestea problemele dezbătute au fost suficient de ample, aprofundate şi interesante.

Ele pot fi grupate astfel:

— relaţiile generale între standardizare şi cercetare;

— standardizarea în construcţii, condiţie a industrializării;

— aportul cercetării şi standardizării în domeniul produselor şi echipamentelor de construcţie;

— colaborare între organismele de cercetare şi standardizare.

a) *Relaţiile generale între standardizare şi cercetare* rezultă din însuşi obiectul acestora [9c.1].

Astfel, *obiectul standardizării* poate fi definit în principal ca ansamblul de operaţii necesare pentru determinarea, stabilirea şi verificarea caracteristicilor diverselor produse, inclusiv modalităţile lor de folosire, ţinînd seama de condiţiile economice şi sociale, de exigenţele producţiei şi utilizării.

Cercetarea, condiţie esenţială a progresului tehnic, are ca obiect, pe de o parte dezvoltarea cunoaşterii ştiinţifice în general (cercetare fundamentală) şi — pe de altă parte — punerea la punct a materialelor, sistemelor şi tehnologiilor noi (cercetare aplicativă şi de dezvoltare) care stau la baza marii diversităţi a progreselor tehnice actuale.

De aici rezultă că standardizarea trebuie să se sprijine pe cercetare pentru a stabili specificaţiile şi performanţele obiectelor pe care le standardizează, iar cercetarea trebuie să utilizeze regulile stabilite de standardizare, în domeniile deja cunoscute, pentru aplicarea în practică a rezultatelor, pe lîngă noi mijloace de inovaţie.

Dacă, pe de o parte, cercetarea are — fără îndoială — sarcina să exploreze, prin toate mijloacele, cele mai variate domenii, pregătind astfel progresul viitoarelor performanţe ce vor intra în practică prin regulile standardizării, pe de altă parte, standardizarea constituie mijlocul principal de valorificare a rezultatelor cercetării prin stabilirea de noi reguli pentru aplicarea practică, degajînd cercetarea de această grijă şi permiţîndu-i să se preocupe de noi descoperiri [9c.1], [9c.2].

b) În cadrul rapoartelor prezentate s-a atras atenţia asupra faptului că *standardizarea în construcţii* este încă prea puţin dezvoltată şi că dezvoltarea ei este o *condiţie esenţială a industrializării acesteia* [9c.1].

Pentru înlăturarea acestei stări de fapt, şi în vederea accelerării ritmului de industrializare, este necesar ca — pe baza cercetărilor — standardizarea să se preocupe de trei probleme esenţiale ale construcţiilor, şi anume [9c.1]:

— specificarea performanţelor generale ale construcţiilor ce trebuie realizate;

— metodele de verificare a performanţelor, corelate cu performanţele;

— coordonarea dimensională, cheia industrializării şi baza standardizării elementelor de construcţie (rosturi şi toleranţe).

c) *În domeniul produselor de construcţie şi al elementelor de echipament*, aportul comun al cercetării şi standardizării este pus în evidenţă prin marele număr de produse şi echipamente puse la punct şi introduse în practică pe baza colaborării între aceşti doi factori [9c.3].

Pentru a nu frîna progresul în industria de construcţii, se pune problema trecerii de la standardele (normele) şi regulamentele descriptive, la standarde de performanţă [9c.1], [9c.4].

d) Importanţa standardizării în domeniul construcţiilor şi necesitatea elaborării standardelor pe baza cercetărilor au ridicat problema colaborării viitoare mai strînse între organismele de cercetare şi cele de standardizare [9c.3], atît pe plan intern cît şi pe plan internaţional, prin organismele internaţionale corespunzătoare: I.S.O. şi C.I.B.

12. Subtema nr. 9d — Coordonarea dimensională şi standardizarea rosturilor

La această temă s-au prezentat în total 10 rapoarte: un raport de bază şi 9 rapoarte de răspuns (a se vedea bibliografia), ceea ce denotă interesul şi multitudinea problemelor abordate în legătură cu coordonarea dimensională a clădirilor.

a) *Coordonarea dimensională (modulară)* a fost introdusă în construcţii o dată cu *industrializarea*, cu scopul de a permite construirea prin asamblare, fără ajustări, cu ajutorul elementelor prefabricate provenind de la diverse industrii [9d.2].

O dată cu creşterea rapidă a industrializării construcţiilor şi dezvoltarea continuă a metodelor de prefabricare, s-a ajuns la stadiul cînd nu se poate merge mai departe fără o utilizare largă a coordonării modulate [9d.1], care simplifică şi accelerează procesul de fabricare şi montaj al elementelor de serie, favorizînd astfel creşterea productivităţii muncii [9d.6].

b) *Pe plan internaţional*, problema coordonării dimensionale face obiectul activităţii Comisiei C.I.B. W 24, care, în colaborare cu I.S.O., a elaborat *„Principiile condensate ale coordonării modulare"*, cuprinzînd propuneri pentru mai multe multimodele, pe baza modulului fundamental $M = 10$ cm, utilizate în multe ţări pentru proiectarea şi fabricarea elementelor [9d.1], [9d.4].

Pentru viitor, comisia C.I.B. W 24 propune adoptarea a două noi principii importante [9d.1], şi anume:

— *principiul unei arhitecturi „funcţional anonime"*, după care forma clădirilor trebuie să fie mai puţin determinată de funcţiunile pentru care au fost destinate la data construirii, cît de necesitatea de a crea spaţii mai suple (flexibile), care să corespundă şi unor funcţii mai dezvoltate în viitor, datorită schimbărilor ce se vor produce în mod necesar în funcţiunile vieţii private şi sociale, a organizării muncii, ca urmare a dezvoltării permanente a ştiinţei şi tehnicii;

— *principiul nivelurilor de standardizare* a dimensiunilor, după care toate standardele (normele) de construcţii sînt clasate în diferite categorii, după niveluri ale domeniului de aplicare.

Aceste propuneri au suscitat o serie de critici, exprimîndu-se păreri diametral opuse, de la necesitatea generalizării coordonării dimensionale pe plan internaţional, pentru a favoriza dezvoltarea industrializării şi deci a schimbului între ţări [9d.1] pînă la justificarea menţinerii unui nivel de coordonare modulară, propriu condiţiilor din fiecare ţară, în condiţiile specifice economice [9d.8].

Între aceste două poziţii extreme se situează păreri mai moderate şi mai realiste, care au susţinut că perfecţionarea sistemelor de coordonare modulară în fiecare ţară trebuie să aibă în vedere unele principii comune acceptate pe plan internaţional, dar adaptate necesităţilor naţionale, astfel că în viitor să se poată realiza şi o colaborare internaţională mai dezvoltată şi în acest domeniu [9d.4], [9d.5].

c) Coordonarea modulară a fost considerată totdeauna ca un *instrument util* necesar pentru construcţiile executate în *sistemul deschis* (construcţii după catalog, folosind elemente de utilizare generală [9d.1], pentru a realiza, prin aceasta, atît producţia în serie, cît şi evitarea monotoniei [9d.2]. Folosirea şi extinderea sistemului deschis sînt condiţionate în special de rezolvarea problemei rosturilor, legată de cea a toleranţelor, care condiţionează asamblarea şi interşanjabilitatea elementelor prefabricate şi condiţionează calitatea şi economicitatea construcţiilor în ansamblu [9d.2], [9d.9].

O dată cu rezolvarea problemei rosturilor, sporirea seriilor şi perfecţionarea tehnologiilor mecanizate vor ajuta la mărirea eficienţei sistemelor deschise, în concurenţa lor cu sistemele închise, bazate în special pe elemente spaţiale [9d.2].

d) Din *practica aplicării coordonării dimensionale* în diferite ţări şi din rapoartele prezentate la această subtemă se pot desprinde cîteva concluzii mai importante:

Deşi, pînă în prezent, coordonarea dimensională nu a devenit încă pentru industria de construcţii un instrument universal, ea va juca un rol din ce în ce mai important în viitorul imediat al construcţiilor industrializate.

În acest scop sînt necesare cercetări urgente şi aprofundate pentru perfecţionarea sistemului modular şi a rosturilor, bazate pe experienţa tuturor ţărilor, pentru a pune la punct un sistem cît mai suplu şi mai universal, dar fără a forţa regulile care ar putea duce la scumpire, ţinînd seama că noile tehnologii şi tehnica electronică dau posibilităţi sporite şi mai multă libertate în ce priveşte restrîngerea dimensiunilor.

Plecînd de la experienţa sistemelor naţionale de coordonare dimensională, bazate pe principiile modulare propuse de C.I.B., trebuie să se continue colaborarea în cadrul C.I.B. pentru definitivarea în viitor a unui sistem modular internaţional.

13. Subtema nr. 9e — Toleranţele în construcţii

La această temă s-au prezentat şapte rapoarte: un raport de bază şi şase rapoarte de răspuns (vezi bibliografia), care tratează în special probleme ce corespund cu preocupările grupei de lucru C.I.B. W 49 (Toleranţe), în cadrul căreia se desfăşoară o bogată activitate pe linie de cercetare, avînd ca scop rezolvarea aplicării teoriei toleranţelor în construcţii.

a) Problema toleranţelor este strîns legată de problema *coordonării dimensionale în construcţii* şi, împreună cu aceasta, de cea a industrializării, *exactitudinea dimensională în construcţii* fiind considerată ca una din principalele probleme ale industrializării [9e.4]. Pentru a asigura o bună corelare între prevederile proiectului şi execuţia industrială a clădirilor este necesar să se pună la punct un sistem de toleranţe care să garanteze realizarea construcţiilor într-un mod economic şi sigur [9e.2], [9e.6].

Problema exactitudinii dimensionale în construcţii trebuie considerată sub unghiul *teoriei globale a fiabilităţii* [9e.4]. Concepţia asupra fiabilităţii, care se referă la modul cum anumite proprietăţi ale unui produs garantează satisfacerea anumitor indici de funcţionare ceruţi, duce la necesitatea reglementării problemei exactităţii dimensionale, atît sub aspect economic, cît şi al rezistenţei mecanice a elementelor şi structurilor, în toate stadiile de fabricare şi montaj.

Procesul industrializat de construcţie este mai complex şi comportă mai multe faze (confecţionarea elementelor, trasarea şi poziţionarea elementelor), astfel că şi problema toleranţelor trebuie analizată în toate aceste faze, care influenţează toleranţa finală.

b) Problema *alegerii toleranţelor în construcţii* preocupă toate ţările, fără să se fi ajuns încă la o soluţie acceptabilă şi definitivă.

Pe baza studiilor şi cercetărilor elaborate pînă în prezent şi a recomandărilor I.S.O. s-au adoptat în majoritatea ţărilor diferite sisteme de toleranţe, care se bazează pe două proprietăţi principale, şi anume [9e.6]:

— dependenţa toleranţelor de dimensiunile nominale ale elementelor (cresc proporţional cu aceste dimensiuni);

— fiecare sistem de toleranţe cuprinde mai multe clase calitative (raportul între două clase consecutive fiind de $\sqrt[5]{10}$).

Pentru ca un sistem de toleranţe să fie fiabil este necesar ca elementele prefabricate de dimensiuni diferite, produse cu aceeaşi tehnologie, să aibă abateri dimensionale care se încadrează în aceeaşi clasă calitativă.

Aplicarea practică a principiilor de mai sus întîmpină dificultăţi, atît din necunoaşterea problemei toleranţelor de către proiectanţi [9e.1], [9e.3], care, în general, au tendinţa de a fixa toleranţe prea severe [9e.3], [9e.7], cît şi din lipsa de informaţii asupra preciziei reale ce se obţine în practică.

Din unele măsurări făcute pe construcţii reale, în diferite ţări, rezultă că abaterile dimensionale depăşesc, în general, cu mult valorile prescrise.

Valorile abaterilor sînt în funcţie de sistemele constructive şi de tehnologiile adoptate [9e.1]. Astfel, în cazul cofrajelor (tiparelor) de lemn, valoarea inexactităţilor elementelor poate ajunge la 1 cm, în timp ce cofrajele metalice dau inexactităţi sub 5 mm. Dacă cofrajele (tiparele) sînt demontabile, inexactităţile cresc.

În sistemele tradiţionale de construcţie, cu zidărie de cărămidă, inexactităţile ajung pînă la 2 cm, pentru dimensiunile unei încăperi, şi pînă la 5—10 cm pe întreaga construcţie.

În cazul clădirilor din elemente mari prefabricate (de ex. panouri mari), inexactităţile totale, pe construcţia finită, pot ajunge la ± 2 cm, la dimensiunile unei încăperi, din cauza erorilor de trasare şi pozare. Acestea nu se adună, însă, pe întreaga construcţie (ca în cazul sistemelor tradiţionale), rămînînd la acelaşi ordin de mărime de ± 2 cm. În orice caz, valoarea inexactităţilor totale ajunge de circa cinci ori mai mare decît aceea a inexactităţii de fabricaţie.

În cazul clădirilor executate din beton monolit turnat în cofraje mari industrializate, erorile pe cameră sînt de acelaşi ordin cu cele ale panourilor mari, dar, pe întreaga înălţime a unui imobil, pot ajunge la ± 5 cm.

La construcţiile metalice s-au constatat inexactităţi de pînă la ± 2 cm, în ce priveşte distanţele între stîlpi şi alinierea lor pe verticală.

Din constatările şi studiile efectuate rezultă că alegerea raţională a toleranţelor, compatibile cu industrializarea, trebuie făcută după criterii economice [9e.1], [9e.2], [9e.5].

În legătură cu aceasta se menţionează că, pentru un anumit sistem constructiv şi tehnologic, preţul producţiei descreşte în acelaşi timp cu scăderea gradului de precizie, dar că, totodată, preţul ajustărilor (corecţiilor) ce trebuie făcute pe şantier creşte pe măsură ce scade precizia [9e.1]. Problema se reduce deci la a găsi minimumul costului total, care este suma cheltuielilor de producţie şi a celor de corecţie.

Rezolvarea practică a acestei probleme nu e simplă, deoarece intervin mulţi parametri, dar se poate găsi o soluţie de mijloc acceptabilă, corespunzător tehnologiei adoptate pentru confecţionarea elementelor, fixîndu-se toleranţe atît de largi cît permite tehnologia respectivă, astfel ca să se poată utiliza toate elementele ce se înscriu în limitele de toleranţe stabilite, chiar cu acceptarea unui procent redus de defecte, care nu antrenează dificultăţi la montaj şi nici cheltuieli importante.

Trebuie să se ţină seama că fiecare tehnologie are precizia sa intrinsecă, astfel încît mărirea preciziei nu se poate realiza, în mod economic, decît prin schimbarea tehnologiei [9e.1], [9e.3], [9e.5] care, fiind mai costisitoare, cere însă o serie mai mare de producţie [9e.1].

Totodată, în alegerea economică a toleranţelor trebuie să se ţină seama de influenţa toleranţei fiecărei faze a procesului de construcţie (prefabricare, trasare, poziţionare) asupra toleranţei finale pe construcţia terminată. În acest sens se poate demonstra [9e.5] că o reducere a toleranţei de fabricare a elementelor, de la circa ± 5 mm la ± 1 mm are o influenţă redusă asupra toleranţei totale (de numai circa 17%, respectiv reducerea cu numai circa 1,5 mm), ceea ce nu justifică costul ridicat de investiţie ce ar fi necesar pentru a realiza acest grad de precizie. În aceeaşi ordine de idei trebuie menţionat faptul că anumite variaţii dimensionale ale elementelor pot fi preluate de rosturi, şi aici apare importanţa rolului unei concepţii raţionale a soluţiei constructive, astfel încît să fie cît mai puţin sensibilă la asemenea variaţii dimensionale, greu de evitat [9e.1], [9e.4].

c) O dată stabilit sistemul de toleranţe şi alese valorile toleranţelor după criterii economice, o problemă importantă care se ridică este aceea a *respectării toleranţelor alese şi a controlului lor*, operaţii care trebuie făcute pe toate fazele procesului tehnologic de confecţionare, trasare şi poziţionare.

Controlul toleranţelor trebuie efectuat atît în ce priveşte dimensiunile, cît şi forma produselor, deoarece un produs care respectă dimensiunile, dar nu respectă forma (unghiuri nerectangulare), poate duce pe şantier la probleme de montaj şi asamblare aproape insolubile [9e.7].

Concluziile ce se desprind din dezbaterea problemei toleranţelor pot fi rezumate astfel:

Precizia dimensională şi toleranţele în construcţii constituie o necesitatea unei producţii industriale economice. Stabilirea şi aplicarea unui sistem de toleranţe raţional trebuie să se bazeze pe criterii economice (costul total minim al producţiei, al corectării la montaj şi controlului), care sînt proprii fiecărei tehnologii şi să ia în considerare toate fazele procesului tehnologic care determină obţinerea preciziei finale (confecţionare, trasare, poziţionare).

Trebuie să se evite soluţiile complicate şi costisitoare printr-o concepţie raţională de proiectare, în ce priveşte alcătuirea şi asamblarea elementelor şi a rosturilor, precum şi mijloacele de control corespunzătoare.

Pentru perfecţionarea metodelor de stabilire, realizare şi control al toleranţelor mai sînt necesare studii şi cercetări, la care pot contribui toate ţările, prin colaborare în cadrul activităţii comisiei de lucru C.I.B. W 49.

BIBLIOGRAFIE

Subtema nr. 9a — Documentarea

[9a.1] De Vries K. L. (Olanda): *Documentarea — Ajutor în concepţie, pentru aplicaţiile practice ale cercetării.*

[9a.2] Karlen I. (Suedia): *Ajutoarele concepţiei pentru aplicarea cercetării în practică — difuzarea (comunicarea).*

[9a.3] Comyn A. (Spania): Raport de răspuns — *Ajutoarele concepţiei: Documentarea.*

[9a.4] Kiss S. şi Adorjan A. (RPU): Raport de răspuns — *Documentarea: Ajutoarele concepţiei pentru aplicaţiile practice ale cercetării.*

[9a.5] Lamberton D. M. (SUA): Raport de răspuns.

[9a.6] Biseau M. (Franţa): Raport de răspuns.

[9a.7] UTI—IT BT P (Franţa): Raport de răspuns — *Pentru aplicaţiile practice ale cercetării.*

[9a.8] Giertz L. M. (Anglia): Raport de răspuns — *Documentarea.*

Subtema nr. 9b — Metode de evaluare a clădirilor, elementelor şi materialelor

[9b.1] Dick J. B. (Anglia): Raport de bază — *Prescripţiile tehnice şi metode de apreciere: Aplicaţiile conceptului de performanţă.*

[9b.2] Birkeland O. (Norvegia): Raport de răspuns.

[9a.3] Blachère G. (Franţa): Raport de răspuns.

[9b.4] Ciribini G., Bellone şi Valesto (Italia): Raport de răspuns — *Noţiunea de performanţă.*

[9b.5] Jones R. A. (SUA): Raport de răspuns.

[9b.6] Webb T. L. şi Dobson D. E. (Africa de Sud): Raport de răspuns.

[9b.7] Wright J. R. şi Herron W. R. (SUA): Raport de răspuns — *Ajutoare pentru concepţia proiectelor, metode de evaluare a construcţiilor, elementelor şi materialelor.*

[9b.8] Noël Ch. (Franţa): Raport de bază — *O metodă pentru obiectivarea judecăţii valorii locuinţelor.*

[9b.9] Paricio Ansuategui I. (Spania) *Metoda ARC şi arhitectul.*

[9b.10] Meyrat R. (Elveţia): Raport de răspuns — *Influenţa practicii asupra formării metodelor de apreciere a costului construcţiilor.*

[9b.11] Parker T. W. (Anglia): Raport de bază — *Aprecierea noilor produse şi elemente prin comportarea lor în operă (agrementul).*

[9b.12] Pedersen D. O. (Danemarca): Raport de răspuns — *Noi aplicaţii ale metodei plusurilor (+) şi minusurilor (—).*

[9b.13] Neils Thomson J. (SUA): Raport de răspuns — *Rolul comisiei tehnice AcHuD în operaţia: „Breakthrough".*

[9b.14] Wright J. R. şi Leyendecker E. V. (SUA): Raport de răspuns — *Măsurarea performanţelor locuinţelor industrializate în operaţia „Breakthrough".*

Subtema nr. 9c — Norme (standarde)

[9c.1] Gigou A. (Franţa): Raport de bază — *Standardizarea şi cercetarea în domeniul construcţiilor civile.*

[9c.2] Clarke M. (Anglia): Raport de răspuns — *Normele (standardele) mijloc primordial pentru aplicarea cercetării.*

[9c.3] Opoix P. (Franţa): Raport de răspuns — *Standardizarea şi cercetarea în domeniul construcţiilor civile.*

[9c.4] Rousseau P. (Belgia): Raport de răspuns — *Standardizarea şi cercetarea în domeniul construcţiilor civile.*

Subtema nr. 9d — Coordonarea dimensională şi standardizarea rosturilor

[9d.1] Bergvall L. (Suedia): Raport de bază — *Coordonarea dimensională.*

[9d.2] Blachère G. (Franţa): Raport de răspuns — *Coordonarea dimensională şi şansele „sistemului deschis".*

[9d.3] Huber J. W. (Elveţia): Raport de răspuns.

[9d.4] Janicki S. (Polonia): Raport de răspuns.

[9d.5] Khazanov D. (U.R.S.S.): Raport de răspuns — *Dezvoltarea sistemului internaţional de coordonare dimensională în domeniul clădirilor fără modificarea principiilor adoptate.*

[9d.6] Munch Petersen J. F. (Danemarca): Raport de răspuns.

[9d.7] Nissen H. (Danemarca): Raport de răspuns — *Metode de concepţie şi de construcţie modulară.*

[9d.8] Redpath J. T. (Anglia): Raport de răspuns.

[9d.9] Vezin C. (Elveţia): Raport de răspuns — *Cîteva probleme privind practica coordonării dimensionale.*

[9d.10] Rostain C. (Franţa): *Proiect de construcţie din elemente realizate în sistemul de prefabricare deschisă.*

Subtema nr. 9e — Toleranţele în construcţii

[9e.1] Blachère G. (Franţa): Raport de bază — *Toleranţele în construcţii.*

[9e.2] Andersen P. R. şi Graversen L. (Danemarca): Raport de răspuns — *Toleranţele în construcţii, principii economice pentru acceptare.*

[9e.3] Griffiths T. J. (Anglia): Raport de răspuns — *Precizia în construcţii. Care?*

[9e.4] Plessein B. şi Reznick S. (U.R.S.S.): Raport de răspuns *Toleranţele şi precizia dimensională în construcţii.*

[9e.5] Schmidt A. (R.D.G.): Raport de răspuns — *Toleranţa în prefabricare este costisitoare?*

[9e.6] Volbeda A. (Olanda): Raport de răpuns — *Comparaţie între patru sisteme de toleranţe.*

[9e.7] Roger M., Burgess A. (Anglia): Raport de răspuns — *Aspecte şi aplicaţii practice ale controlului dimensional în prefabricarea marilor elemente de beton.*

Recomandări pentru autori

Inginerii constructori din cercetare, învăţămînt, proiectare şi execuţie, care trimit articole spre publicare, sînt rugaţi insistent să ţină seamă de următoarele:

TEXTUL

- nici un articol care reproduce lucrări sau părţi esenţiale ale unor lucrări ale autorului apărute anterior în ţară nu va fi publicat în revistă;
- articolul va fi trimis în **două** exemplare dactilografiate la două rînduri (*nu se primesc materiale scrise pe foiţă*);
- articolul nu va depăşi **10 — 12** pagini;

ILUSTRAŢIA

- figurile care ilustrează articolul vor fi desenate pe calc, pe format de 18 — 24 cm maximum;
- fotografiile care însoţesc, eventual, articolul vor fi pe hîrtie lucioasă (format 9×12 minimum) şi vor avea definiţie bună şi contrast cît mai puternic; în cazul în care felul cum trebuie aşezată fotografia nu reiese evident din subiectul fotografiat, se va indica marginea superioară printr-o săgeată, pe reversul fotografiei;
- explicaţiile materialului ilustrativ se vor scrie separat de textul articolului, iar pe reversul fiecărei figuri sau fotografii se va indica numărul corespunzător trimiterii din text;

FORMULELE

- formulele care cuprind litere greceşti sau alte simboluri, ce nu există pe claviatura maşinii de scris, vor fi scrise de mînă **foarte citeţ**;
- **indicii** şi **exponenţii** vor fi plasaţi cu toată atenţia ca atare, astfel încît să nu fie posibilă nici o confuzie;

BIBLIOGRAFIA

- bibliografia articolului va cuprinde: numele şi prenumele (în această ordine) autorului lucrării consultate şi titlul lucrării (în limba originală, dacă lucrarea nu a fost tradusă în l. română); apoi, dacă este vorba de o carte: localitatea unde s-a publicat, editura, anul apariţiei; dacă este vorba de o revistă: titlul revistei (în original), ţara unde apare, numărul şi anul apariţiei;

REZUMATUL

- pe o foaie separată se va prezenta un rezumat de maximum 10 rînduri al articolului, acest rezumat urmînd a fi tradus de redacţie în limbile engleză, franceză, germană şi rusă;

AUTORUL

- articolul va fi iscălit cu prenumele întreg (nu cu iniţiale) şi numele autorului sau autorilor, sub care se va nota locul de muncă;
- pe copia articolului, la sfîrşit, se vor nota clar adresa şi numărul de telefon unde redacţia poate lua contact cu autorul

Programarea articolelor acceptate spre publicare va fi făcută în funcţie de spaţiul disponibil pentru materia de specialitate respectivă şi ţinîndu-se seama de data primirii la redacţie a formei finale a articolului

Manuscrisele neacceptate spre publicare nu se restituie autorilor.

C.D.C.A.S. — REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

BUCUREŞTI — Str. EPISCOPIEI Nr. 9, Sector 1

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1972 conform aprobării D.P.D.P. nr. 137/1538/1972

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

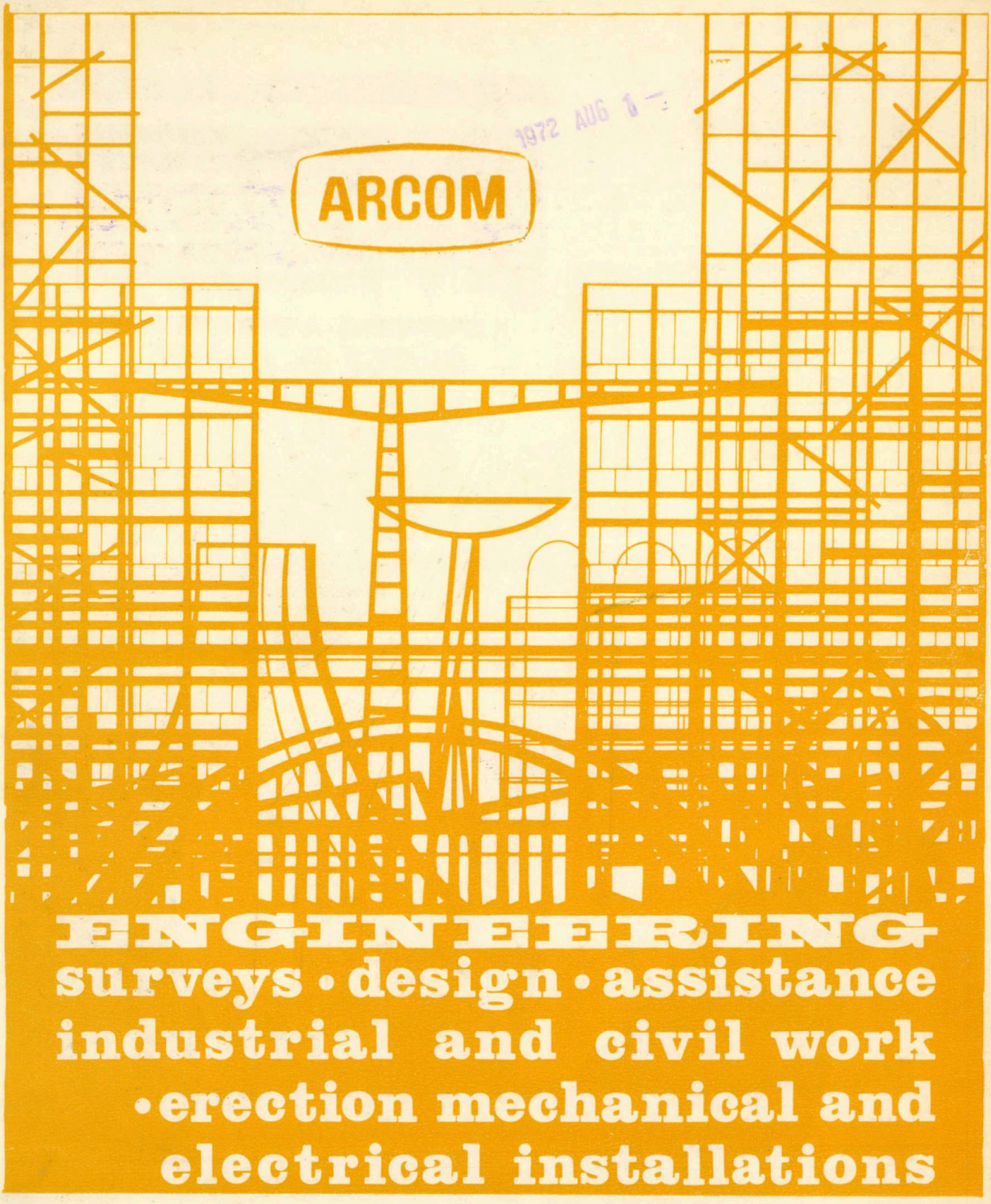
Pentru a ridica
100 de tone
la înălțimea de 19,60 m
și
25 de tone
la înălțimea de 61,50 m
recurgeți la

macaraua
Diesel-electrică
pe șenile
KS—8161

Disponibilă
în două variante:
cu săgeată
și
cu pilon și săgeată

PUBLICOM

1972 AUG 1



ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCȚII-MONTAJ
ROMANIAN CONSTRUCTION AND ERECTION COMPANY

91—93, Calea Victoriei, Sector 1, Bucharest, ROMANIA
Telephone: 14.98.33 ● Telex: 490
Telegrams: ARCOM — Bucharest

E 1688

CONSTRUCȚII

7 ▫ 1972

Trebuie perfecționată conlucrarea între proiectanți, titularii de investiții și organele de avizare, folosite forme mai operative de muncă în vederea scurtării duratei de avizare și de definitivare a documentației.

În mod deosebit se impune urgentarea întocmirii studiilor tehnico-economice și a proiectelor de execuție pentru obiectivele prevăzute în planul pe 1972 și luarea de măsuri pentru definitivarea în cel mai scurt timp a studiilor tehnico-economice pentru anul 1973.

Din

REZOLUȚIA

Conferinței pe țară a cadrelor de conducere din întreprinderi și centrale industriale și de construcții

17—19 februarie 1972

CONSTRUCTII

1972

Asigurăm Comitetul Central al Partidului Comunist Român, pe Dumneavoastră, mult stimate tovarăşe NICOLAE CEAUŞESCU, că intelectualitatea tehnică din ţara noastră, însufleţită de ideile socialismului şi de dragoste nemărginită faţă de partid şi popor, este hotărîtă să întîmpine Conferinţa Naţională a Partidului Comunist Român şi cea de a 25-a aniversare a proclamării Republicii Populare Române, cu noi şi importante realizări, să participe şi mai activ la progresul tehnic şi ştiinţific al economiei noastre socialiste, la înfăptuirea politicii interne şi externe a Partidului Comunist Român, pentru ridicarea şi înflorirea continuă a patriei — Republica Socialistă România.

Din scrisoarea
CONFERINŢEI PE ŢARĂ
A INGINERILOR ŞI TEHNICIENILOR
DIN REPUBLICA SOCIALISTĂ ROMÂNIA
adresată Comitetului Central al P.C.R.,
tovarăşului **NICOLAE CEAUŞESCU**

CUPRINS

Prof. ing. Andrei CARACOSTEA, dr. ing. Ioan FĂCĂOARU, dr. ing. Ioan BUCĂ

Cercetări privind influenţa defectelor de sudare asupra rezistenţei îmbinărilor sudate cap la cap 1

Ing. Dan VASILIU

Un nou procedeu de determinare a rezistenţei la întindere a betonului 7

Ing. Gabriel Adrian ŞERB

Consideraţii asupra limitei de valabilitate a ipotezei concentrării sarcinilor uniform distribuite în nodurile reţelelor de grinzi pentru planşee 15

Dr. ing. Gheorghe DIMA, ing. Radu SBENGHE, ing. Ion NEACŞU

Cercetări privind fundarea pe loessuri şi pămînturi loessoide în R.S.R. 24

Ing. Ioan I. MUNTEANU

Utilizarea structurii de reţea plană la calculul spaţial al halelor industriale 32

Ing. Romulus CONSTANTINESCU

Unele aspecte privind realizarea elementelor de construcţie mixte din metal şi materiale plastice 40

CRONICA

Ing. Mircea LUPAN

Din lucrările Congresului V al C.I.B. (Sisteme constructive şi tehnologii noi în diverse domenii ale construcţiilor) . . . 48

DOCUMENTARE

RECENZII

CONSTRUCŢII

revistă a
MINISTERULUI CONSTRUCŢIILOR INDUSTRIALE

Nr. 7/1972. ANUL XXIV

COLEGIUL DE REDACȚIE

Ing. EM. BAICULESCU
director I.P.I-M.C.

Acad. prof. ing. ȘT. BĂLAN
vicepreședinte al C.N.I.T.

Acad. prof. ing. A. BELEȘ

Ing. T. BIGAN
șef sector, Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. CĂLIN DAN
director general, T.L.S. București

Prof. ing. R. CIOROIU
adjunct al ministrului construcțiilor industriale

Ing. C. DIACONU
consilier I.S.P.E.

Prof. dr. ing. D. DUMITRESCU
Institutul de construcții București

Ing. V. DUMITRESCU
director tehnic, T.M.B.

Ing. D. ELIADE
șef sector tehnic, Ministerul Construcțiilor Industriale

Dr. ing. I. FĂCĂOARU
șef secție INCERC

Prof. dr. ing. V. FOCȘA
Institutul politehnic Iași

Ing. D. GHITESCU
șef secție, INCERC

Ing. MIRCEA IATAN
director cu pregătirea lucrărilor, T.I.I.Ch.B.

Ing. PANAIT IONESCU
director producție, T.M.U.Ch.B.

Ing. N. LASZLO
director tehnic, I.S.A.R.T.

Prof. ing. D MATEESCU
Institutul politehnic Timișoara

Ing. HERCULE MĂNESCU
director, C.O.C.C.

Prof. ing. M. MIHAILESCU
Institutul politehnic Cluj

Ing. I. NEAGU
director, I.P. „Proiect Brașov"

Ing. R. NEGRU
consilier al președintelui C.N.S.T

Ing. D. NICULESCU
Ing. șef, IPROSIN

Ing. T. PATELLI
director general, T.C.I. Iași

Ing. M. POPOVICI
director general, T.C.I. Cluj

Ing. M. RAMBA
director, C.S.E.A.L.

Ing. ST. RĂDVAN
director general adj. I.C.M.S. Galați

Ing, M. SIMNICEANU
director, Ministerul Construcțiilor Industriale

Prof. ing. I. STĂNCULESCU
prorector. Institutul de construcții București

Ing. MIRCEA STĂNCULESCU
ing. șef Laboratorul central M.C. Ind.

Ing. A. STĂNESCU
consilier al ministrului construcțiilor industriale

Ing. A. TACORIAN
șef sector, Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. I. TORINGHIBEL
director, I.C.H. Constanța

Ing. I. VASILESCU
director general, C.I.P.B.(M.E.F.M.C.)

Ing. M. VERNESCU
ing. șef, I.P.C.M. București

Ing. P. VERNESCU
director, I.P.C.

REDACTOR RESPONSABIL

Ing. M. LUPAN
director adjunct științific, INCERC

EDITOR:

CENTRUL DE DOCUMENTARE PENTRU CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE
Redacția Publicațiilor pentru construcții,
București, str. Episcopiei nr. 9, Sectorul 1,
Căsuța poștală nr. 2980, Of. poștal 22, Telefon 16 49 14

ȘEFUL REDACȚIEI: *Alexandru Țințăreanu*

REDACTORUL EDIȚIEI: *Raymond Vianu*

SECRETAR DE REDACȚIE: *Magdalena Georgescu*

TIPARUL:
I.P. Informația — str. Brezoianu nr. 23 — București

ABSTRACTS

A. CARAGOSTEA, I. FĂCĂOARU, I. BUCĂ: Researches concerning the effect of the welding defects on the butt joints strength

The article presents the results of the non-destructive tests carried out by ultrasonic and radiographic (X-ray and gamma-ray) methods and of the destructive tests effected by traction and bending with a view to determine the correlation between the extent of the defects as indicated by the non-destructive methods and the resistance or capacity of the welded jointing.

The tests revealed that a correlation generally exists, on a large, practically linear, field, between the defect size and the bearing capacity of the weld, and that there are scientific premises for the acceptance of some far greater and more numerous defects than provided by the norms actually in force. This fact will reduce sensibly the amount of defects to be remedied, ensuring at the same time a satisfactory security to the job.

D. VASILIU: A new method of testing the tensile strength of concrete

The proposed method consists in subjecting prismatic samples of $10 \times 10 \times 55$ cm constant section to torsion tests and permits a better characterization of the tensile strength of concrete. The determination of the test conditions and the relationship existing between the tensile twisting strength and the other mechanical resistances of the concrete have constituted the purpose of these tests.

Their experimental side consists in the following tests: torsion, bending, splitting and traction applied to 1,170 samples, grouped in 63 series. Two types of torsion tests were carried out, the unsupported length being of 40 cm and 20 cm respectively.

It was found that the twisting tensile strength presents the least scatterings and the best correlation with the compression strength. The twisting test of the $10 \times 10 \times 55$ samples can be carried out by a simple, cheap and easy to make device.

G. A. ŞERB: Considerations regarding the validity limit of the hypothesis of concentration of the uniformly distributed loads in the knots of the roof beams networks

The article analyzes the roof beams networks under uniformly distributed loads. By comparing the efforts obtainable by considering the loads acting according to triangles and trapezes afferent to the beams, calculated by the strains method, with those obtainable by considering the loads concentrated in the knots, one establishes the usability limits of the simplifying hypothesis.

For the networks with a reduced multiplicity degree, the torques' values are given for design purposes, taking into account the real acting modality of the loads.

GH. DIMA, R. SBENGHE, I. NEACŞU: Researches concerning the foundation on loess and loessoid soils in Romania

The article deals with the research program aiming at deepening the knowledge regarding the behaviour of moisture-sensitive soils in some urban areas of Romania, as well as with the researches and tests performed within this program and their results.

The devices and the experimental techniques used in order to point out the settling under its own weight and under the loadings distributed over large areas as a result of the dampening of the loess soil are also described.

I. MUNTEANU: The use of a plane lattice structure in the spatial computation of industrial halls

The article deals with a problem of spatial co-operation of the industrial halls structural frames, which is finding an ever more extended use in the design of industrial halls.

The author presents a simplified and sufficiently accurate computation procedure, based on the mode of calculating a girder network. He has introduced a series of systematizations that facilitate the computation.

R. CONSTANTINESCU: Some aspects concerning the realization of composite building elements of steel and plastic materials.

The first results of researches carried out at the Bucharest Institute for Building Research concerning composite structures of plastic and metal (steel or aluminium) are dealt with in the article, namely: the results of lab researches concerning glass-fibre reinforced slabs and polyvinyl chloride built-up members tested to bending (simple or filled with plastic mortar joists) as well as some roof composite elements of plastic and steel.

The article aims at presenting various possibilities of achieving light structures with considerable steel saving and high labour productivity, as well as generating new researches in this field, that would permit the production of such light roof structures with materials available in Romania.

RÉSUMÉS

A. CARACOSTEA, I. FĂCĂOARU, I. BUCĂ: Recherches concernant l'influence des défauts de soudage sur la résistance des joints soudés bout-à-bout

L'article présente les résultats des essais parallèles non-destructifs par méthodes ultrasoniques et radiographiques (rayons X et gamma) et déstructifs de traction et de flexion, menés afin de déterminer la corrélation entre la dimension des défauts, telle qu'elle est indiquée par les procédés non-déstructifs et la résistance ou la capacité de jointement de la soudure.

Les essais ont montré qu'il y a généralement une corrélation dans un large domaine pratiquement linéaire entre l'étendue du défaut et la capacité portante de la soudure et qu'il y a des prémisses scientifiques pour accepter dans les catégories de qualité, des défauts considérablement plus grands et plus nombreux que les normes en vigueur le permettent, ce qui réduira sensiblement le volume de travaux de réparation, tout en assurant à l'ouvrage une sécurité satisfaisante.

D. VASILIU: Nouveau procédé pour déterminer la résistance du béton à la traction

Le procédé proposé consiste dans l'essai à la torsion des éprouvettes prismatiques, à section constante de $10 \times 10 \times 55$ cm, et permet de mieux caractériser la capacité de résistance du béton à la traction.

Le but a été d'établir les conditions d'essai et la liaison qui existe entre la résistance à la traction par torsion et les autres résistances mécaniques du béton.

La partie expérimentale de l'ouvrage consiste dans l'essai à la traction, à la flexion, au fendillement et à la torsion de 1170 éprouvettes, groupées en 63 séries. Deux types d'essais à la torsion ont été exécutés, la distance entre les points d'appui étant de 40 cm et de 20 cm. On a établi que la résistance à la traction par torsion présente les moindres dispersions et la meilleure corrélation avec la résistance à la compression.

L'essai à la torsion des éprouvettes de $10 \times 10 \times 55$ cm peut être effectué à l'aide d'un appareil simple, peu coûteux et facile à confectionner.

G. A. ŞERB: Considérations sur la limite de valabilité de l'hypothèse de la concentration des charges uniformément distribuées dans les noeuds des réseaux de poutres pour planchers

Dans l'article sont analysés les réseaux de poutres pour planchers sous charges uniformément distribuées. En comparant les efforts obtenus en considérant les charges agissant selon les triangles et trapèzes afférents aux poutres, calculés par la méthode des déformations, avec ceux qu'on obtient en considérant les charges concentrées dans les noeuds, on établit les limites de l'applicabilité de l'hypothèse simplificatrice.

Aux réseaux ayant un degré réduit de multiplicité on donne, pour l'établissement d'un projet, les valeurs des moments, compte tenu du mode réel d'action des charges.

GH. DIMA, R. SBENGHE, I. NEACŞU: Recherches regardant l'emplacement des constructions sur des loess et terrains loessoides en Roumanie

L'article présente le programme de recherches destiné à approfondir les connaissances sur le comportement des terrains susceptibles d'humidité, situés en quelques centres urbains de la Roumanie, et les résultats des essais et expériments effectués dans le cadre de ce programme.

On décrit les installations et les techniques expérimentales employées en vue de mettre en évidence le tassement sous son propre poids et sous des charges distribuées sur de grandes surfaces résultées de l'humectation du terrain de loess.

I. MUNTEANU: L'emploi des structures réticulaires planes au calcul spatial des halls industriels

L'article se refère à un problème de coopération spatiale des structures de résistance des halls industriels, qui trouve son application de plus en plus large dans l'établissement des projets de halls.

L'auteur présente un procédé de calcul simplifié et suffisamment exact, fondé sur le mode de calcul d'un réseau de poutres. L'auteur a introduit une série de systématisations qui facilitent le calcul.

R. CONSTANTINESCU: Quelques aspects concernant la réalisation des éléments de construction mixtes en metal et matériaux plastiques

L'article présente les premiers resultats des recherches effectuées à INCERC (Institut de recherches dans la construction) concernant les structures mixtes en matériaux plastiques et metal (acier ou aluminium); on présente les resultats des recherches de laboratoire sur les plaques armées de verre, sur les barres en P.V.C. sollicitées au fléchissement (barres simples ou remplies de mortiers aux materiaux plastiques) ainsi que sur certains éléments mixtes de toiture en plastique et acier.

Le but de l'article est de présenter les multiples possibilités de réaliser des constructions légères, moyennant une consommation sensiblement réduite d'acier et une productivité du travail trés élevée.

L'auteur vise aussi à générer de nouvelles recherches dans ce domaine, qui puissent permettre de réaliser aussi en Roumanie des structures légères de toiture en matériaux autochtones.

ZUSAMMENFASSUNGEN

A. CARACOSTEA, I. FĂCĂOARU, I. BUCĂ: Forschungsarbeiten über den Einfluss der Schweissfehler auf die Festigkeit der geschweissten Verbindungen

Der Beitrag bespricht die Ergebnisse der parallelen zerstörungsfreien Versuche durch Anwendung der Ultraschall- und Röntgenmethoden (X und Gamma) und der von Zerstörung begleiteten Zug- und Biegeversuche zwecks Bestimmung der Korrelation zwischen der Grösse der Fehler, so wie dies für die zerstörungsfreien Methoden angewiesen ist, und der Festigkeit oder der Verbindungsfähigkeit der Schweissnaht.

Die Versuche haben aufgewiesen, dass im allgemeinen eine Korrelation in einem weiten, praktisch linearen Bereich, zwischen der Grösse des Fehlers und der Tragfähigkeit der Schweissnaht besteht und dass wissenschaftliche Vorbedingungen für die Aufnahme in die Qualitätsklasse von viel grösseren und zahlreicheren Fehler als in den gegenwärtig gültigen Normen vorgeschrieben, gegeben sind; dies wird in einem bedeutenden Masse das Volumen der Reparaturarbeiten verringern und gleichzeitig eine zufriedenstellende Sicherheit der ausgeführten Arbeiten gewährleisten.

D. VASILIU: Ein neues Verfahren zur Bestimmung der Zugfestigkeit des Betons

Das vorgeschlagene Verfahren besteht im Torsionsversuch von prismatischen Probekörpern mit beständigem Querschnitt von 10 × 10 × 55 cm und gestattet eine bessere Kennzeichnung der Zugfestigkeit des Betons. Es wurde die Festlegung der Versuchsbedingungen verfolgt, als auch die zwischen der Torsions-Zugfestigkeit und den iibrigen mechanischen Festigkeiten des Betons bestehende Verbindung.

Der experimentelle Teil des Beitrages besteht im Torsions-, Biege-, Spalt- und Torsionsversuch einer Anzahl vom 1.170 Probekörpern, welche in 63 Serien zusammengefasst wurden. Im Rahmen des Torsionsversuches wurden zwei Versuchstypen durchgeführt, wobei der Stützenabstand 40 cm and 20 cm betrug. Es wurde festgelegt, dass die Torsions-Zugfestigkeit die geringsten Streuungen und die beste Korrelation mit der Druckgestigkeit aufweist. Der Torsionsversuch der Probekörper von 10 × 10 × 55 cm kann mit einer einfachen, billigen und leicht herstellbaren Vorrichtung durchgeführt werden.

G. A. ŞERB: Betraehtungen über die Gültigkeitsgrenzen der Annahme der Konzentrierung der gleichförmig verteilten Lasten in den Knotenpunkten der Deckenträgernetze

Im Beitrag werden Deckenträgernetze mit gleichmässig verteilten Lasten untersucht. Durch Vergleich der Spannungen, erhalten durch Betrachtung der auf den zu den Trägern gehörenden Dreiecken und Trapezen einwirkenden Lasten und mit Hilfe der Verformungsmethode berechnet, mit denjenigen, welche unter Betrachtung der in den Knoenpunkten konzentrierten Lasten erhalten werden, werden die Anwendungsgrenzen der vereinfachenden Annahme festgelegt.

Bei den Netzen mit einem geringen Multiplizitätsgrad werden für den Entwurf die Momentenwerte, in Anbetracht der tatsächlichen Wirkungsart der Lasten angegeben.

GH. DIMA, R. SBENGHE, I. NEACŞU: Forschungsarbeiten über die Gründungen in Loessen und Loessboden in der S. R. Rumänien

Der Beitrag weist auf das Forschungsprogramm zwecks Vertiefung der Kenntnisse auf dem Gebiet des Verhaltens des gegen Feuchtigkeit empfindlichen Bodens in einigen städtischen Zentren Rumäniens hin und auf die Ergebnisse der im Rahmen diese Programmes durchgeführten Versuche und Experimente.

Es werden die angewandten Einrichtungen und die experimentellen Techniken beschrieben, um das Setzen unter Eigengewicht und unter auf grossen Flächen verteilten Belastungen hervorzuheben, welche sich als Folge der Durchfeuchtung des Loessbodens ergaben.

I. MUNTEANU: Die Anwendung des ebenen Netzwerkes bei der räumlichen Berechnung von Industriehallen

Der Artikel bezieht sich auf eine Frage der räumlichen Zusammenwirkung der Tragwerke von Industriehallen, welche in einem immer grösseren Masse auf dem Gebiet des Entwurfes von Industriehallen Anwendung findet.

Der Verfasser weist auf ein vereinfachtes und genügend genaues Berechnungsverfahren hin, welches auf eine Berechnungsart eines Trägernetzes beruht. Der Verfasser hat eine Reihe von Systematisierungen eingeführt, welche den Berechnungsgang vereinfachen.

R. CONSTANTINESCU: Fragen der Herstellung von Mischbauteilen aus Metall und Kunststof

Im Beitrag werden die ersten Ergebnisse der im Rahmen von INCERC (Forschunginstitut für Bauwesen und Bauwesenwirtschaft) erzielten Ergebnisse was Mischstrukturen, bestehend aus Kunststoff und Metall (Stahl oder Aluminium) anbelangt, vorgewiesen. Es wird auf die Ergebnisse der Laborforschungen über glasfaserbewehrte Platten, auf Biegung beanspruchte PVC — Stäbe (einfache oder mit Kunststoff enthaltenden Mörtel verfüllte Stäbe), als auch über Dach-Mischbauteile aus Kunststoff und Stähl hingewiesen.

Zweck dieses Beitrages ist die Aufweisung der zahlreichen bestehenden Möglichkeiten zur Ausfhürung von leichten Bauten, mit einem äusserst geringen Stahlverbrauch und einer hohen Arbeitsleistung. Desgleichen soll vorliegender Beitrag zu neuen Forschungen anregen, welche die Herstellung auch in Rumänien von leichten Dachstrukturen, mit eigenen Werkstoffen, gestatten.

СОДЕРЖАНИЕ

А. КАРАКОСТЯ, И. ФЭКЭОАРУ, И. БУКЭ: Исследование влияния дефектов сварки на прочность стыковой сварки

В статье представлены результаты параллельных испытаний ультразвуковыми и радиографическими (X и гамма) и разрушающими методами на растяжение и сгибание для определения соотношения между размерами дефектов, как это указано адиструктивными методами и прочностью или способностью стыкования сварки.

Испытания показали, что, в общем, существует соотношение в практически линейной области между размером дефекта и несущей способностью сварки, и, что существуют научные предпосылки для приемлемости в качественные классы более крупных и многочисленных дефектов, чем это предусматривают действующие нормы, а это приведет, к чувствительному уменьшению объема доделок, обеспечивая в то же время удовлетворительный коэффициент запаса работ.

Д. ВАСИЛИУ: Новый способ определения прочности бетона при растяжении

Предложенный способ состоит в испытании на кручение призматических образцов в 10 × 10 × 55 см постоянного сечения и позволяет лучше охарактеризовать прочность бетона при растяжении. Задавались целью определить условия испытания и то соотношение, которое существует между прочностью бетона от растяжения при кручении и остальные его прочности.

Экспериментальная часть работы состояла из испытания на кручение, изгиб, раскол с кручением 1170 образцов, сгруппированных в 63 серии. На кручение проведено два вида испытаний: с расстоянием между опорами в 40 и 20 см. Установлено, что прочность на изгиб от кручения имеет наименьший разброс и наилучшее соотношение с прочностью при сжатии. Испытание образцов 10 × 10 × 55см на кручение можно произвести несложным, недорогим и легко изготовляемым приспособлением.

Г. А. ШЕРБ: Соображения относительно предела действительности и гипотезы сосредотачивания равномерно распространенных нагрузок в узлах балочных сеток для перекрытий

В статье анализируются балочные сетки для перекрытий, нагруженные равномерно распределенными нагрузками. Сравнивая усилия, которые получаются при расчете по методу деформаций, полагая, что нагрузки действуют по треугольникам и трапециям, соответствующих балкам, с результатами, полученными при рассмотрении нагрузок, сосредоточенных в узлах, определяются пределы приемлемости упрощающей гипотезы.

Для сеток со сниженной степенью повторности, даны для проектирования значения моментов с учетом реального действия нагрузок.

Г. ДИМА. Р. СБЕНГЭ, И. НЯКШУ: Исследование относительно возведения фундаментов в СРР на лессовых и лессовидных грунтов

В статье представлена программа исследований, проведенных с целью углубления знаний относительно поведения грунтов чувствительных к увлажнению в нескольких городских центрах Румынии и результаты испытаний и экспериментов, проведенных в рамках указанной программы.

Описаны установки и техника экспериментирования, примененная для выявления осадки под влиянием собственного веса и под равномерно распределенными на больших площадях нагрузками, которые возникают при увлажнении лессовых грунтов.

И. МУНТЯНУ: Использование структуры плоскостной сетки при пространственной работе промышленных цехов

Статья касается вопроса пространственной совместной работы несущих схем промышленных цехов, которая применяется все больше и больше при проектировании таких зданий.

Автор предлагает достаточно точный и упрощенный способ работы, основанный на способе расчета балочной сетки. Автор ввел ряд систематизаций, которые облегчают расчет.

Р. КОНСТАНТИНЕСКУ: Некоторые аспекты в связи с изготовлением смешанных металлических и пластмассовых строительных конструкций

Статья отражает первые результаты исследований, осуществленых Научно-исследовательским строительным институтом—ИНЧЕРК—, касающихся смешанных структур из пластмассовых и металлических материалов (сталь или алюминий); показаны результаты лабораторных исследований пластмассовых армированных стеклом плит и полихлорвинилиновых стержней, испытанных на изгиб (обычные стержни или наполненные растворами с пластмассовыми материалами), а также результаты исследований смешанных пластмассовых и стальных элементов для крыш.

Цель статьи это представление многочисленных существующих возможностей для выполнения легких сооружений с минимальным расходом стали и с весьма высокой производительностью труда. Одновременно, эта статья преследует своим изложением порождение нового ряда исследований в описанной области для создания возможностей изготовления и в Румынии некоторых легких структур с применением собственных материалов.

CONFERINȚA PE ȚARĂ A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR

În zilele de 19,20 și 21 mai 1972 au avut loc la București lucrările Conferinței pe țară a inginerilor și tehnicienilor. Au participat delegați aleși în conferințele județene ale inginerilor și tehnicienilor : academicieni,cadre tehnice din întreprinderi și instituții, economiști, alți specialiști activînd în toate ramurile economiei naționale, invitați.

Conferința s-a bucurat de prezența conducerii de partid și de stat, în frunte cu tovarășul Nicolae Ceaușescu, secretarul general al Partidului Comunist Român, președintele Consiliului de Stat. Tovarășul Nicolae Ceaușescu a rostit o amplă cuvîntare, document programatic în activitatea inginerilor și tehnicienilor în vederea realizării exemplare a hotărîrilor Congresului al X-lea, a dezvoltării în ritmuri înalte a economiei naționale.

În cadrul discuțiilor din ședințele plenare au luat cuvîntul participanți care au abordat în mod concret problemele ce confruntă astăzi intelectualitatea tehnică în lumina expunerii tovarășului Nicolae Ceaușescu, pentru realizarea operativă a prețioaselor îndrumări primite.

Conferința a ascultat cuvîntarea tovarășului Virgil Trofin, membru al Comitetului Executiv, al Prezidiului Permanent al C.C. al P.C.R., președintele Uniunii Generale a Sindicatelor. În cuvîntare au fost prezentate sarcinile ce revin sindicatelor în munca pentru promovarea progresului tehnic și a fost relevat cîmpul larg de activitate al comisiilor inginerilor și tehnicienilor din întreprinderi și instituții, din județe. Au fost criticate unele manifestări de formalism și de paradă ale fostului Consiliu și subliniate condițiile create pentru ca activitatea obștească a cadrelor tehnice să fie mai aproape de problemele imediate și de perspectivă ale producției.

Conferința a lucrat în zece secții de specialitate și două comisii : pentru problemele statutare și ale organizării activității comisiilor inginerilor și tehnicienilor și pentru probleme ale muncii politico-ideologice și ale pregătirii profesionale a cadrelor tehnice. Lucrările Secției de construcții și materiale de construcție au fost prezidate de acad. Ștefan Bălan.

Dezbaterile Secției au avut un caracter de lucru, de dialog viu și fructuos între participanți, care au manifestat un spirit de înaltă responsabilitate.

Vorbitorii s-au referit pe larg la expunerea tovarășului Nicolae Ceaușescu, secretarul general al Partidului, prezentată la deschiderea Conferinței, exprimîndu-și întreaga adeziune pentru prețioasele indicații cu privire la sarcinile care revin cadrelor tehnice. Un mare număr de participanți au arătat modul în care sînt hotărîți a acționa pentru înfăptuirea acestor sarcini în șantiere, fabrici, institute de proiectare, de cercetare și în instituțiile de învățămînt superior.

Totodată, au fost făcute referiri la conținutul raportului și proiectului de statut al C.N.I.T., vorbitorii exprimîndu-și acordul cu conținutul materialelor prezentate în conferință.

Cei care au luat cuvîntul au împărtășit din experiența lor în activitatea obștească a cadrelor tehnice și au făcut propuneri utile privind îmbunătățirea muncii în viitor la toate nivelurile de organizare.

Dintre problemele ridicate și propunerile prezentate, sînt de menționat următoarele :

- *acordul deplin față de indicația dată de secretarul general al Partidului, tovarășul Nicolae Ceaușescu, cu privire la eliberarea inginerilor de sarcini administrative și concentrarea lor asupra rezolvării directe a problemelor tehnice și de organizare a producției ;*
- *necesitatea strîngerii legăturii dintre cercetătorii din institutele departamentale, cadrele didactice universitare, inginerii și tehnicienii din proiectare și execuție, pentru rezolvarea sarcinilor tehnice concrete care stau în fața producției ;*
- *extinderea folosirii tehnicii de calcul electronic în construcții în acest domeniu ;*
- *realizarea unui decalaj satisfăcător între predarea documentației tehnice de execuție și începerea lucrărilor pe șantiere, pentru a se asigura pregătirea tehnică necesară și aprovizionarea cu materiale ;*
- *comisiile inginerilor și tehnicienilor din diferite întreprinderi să stabilească un contact mai strîns pentru rezolvarea unor probleme tehnice de interes comun ce apar pe plan local ;*
- *creșterea gradului de operativitate a aplicării în practică a invențiilor și inovațiilor ;*
- *acordar a unei atenții sporite de către producători, calității materialelor de construcție și instalații, element cu pondere esențială în realizarea calității construcțiilor ;*
- *necesitatea completării și îmbunătățirii reglementărilor privind atribuțiile și modul de încadrare ale subinginerilor în diferite trepte ale procesului de producție din construcții ;*
- *continuarea și dezvoltarea în viitor a activităților organizate de Secția de construcții și materiale de construcție a C.N.I.T., pentru realizarea schimbului de informații, opinii, experiență, sub diferite forme (conferințe periodice, simpozioane, lectorate, publicații tehnice etc.) ;*
- *perfecționarea coordonării de către Secție și organele centrale interesate a reprezentării și participării la organizații și manifestări științifice internaționale.*

*

Conferința a adoptat Statutul Consiliului Național al Inginerilor și Tehnicienilor, care consemnează scopul, atribuțiile și formele activității obștești ale cadrelor tehnice. Se statuează că activitatea se desfășoară sub conducerea organizațiilor de partid, în cadrul și sub îndrumarea sindicatelor. Țelul principal al activității obștești este antrenarea tuturor cadrelor tehnice din toate ramurile economiei naționale la realizarea politicii partidului și statului în domeniul aplicării în producție a tehnicii noi, a rezultatelor cercetării științifice, a organizării producției și a muncii. De asemenea, activității obștești îi revine sarcina să stimuleze pasiunea creatoare ,să participe la dezvoltarea activității de creație tehnică în toată sfera ei de cuprindere. Un loc însemnat îl ocupă în statut organizarea activității de specialitate în vederea facilitării schimbului de opinii, idei și experiență, adîncirii cunoștințelor de specialitate ale inginerilor și tehnicienilor, cunoașterii și aplicării celor mai bune soluții pentru rezolvarea problemelor tehnice ridicate de cerințele economiei naționale.

Se statuează crearea Colegiului pentru problemele eticii profesionale, care să se ocupe în principal de problemele dezvoltării profesiunilor tehnice în condițiile revoluției științifice și tehnice contemporane și ale progresului societății noastre, de creșterea prestigiului lor, de formarea unei opinii de masă în favoarea unei înalte ținute morale în îndeplinirea obligațiilor profesionale și cetățenești, de prevenirea și eliminarea atitudinilor care nu se încadrează în normele eticii profesionale și socialiste. Colegiul urmează să examineze și problemele cu caracter de generalitate și de principiu privind exercitarea profesiunilor tehnice, sesizate de C.N.I.T. sau reieșind din activitatea comisiilor inginerilor și tehnicienilor.

Din punct de vedere organizatoric, se prevede ca principiu de bază asigurarea democrației socialiste în întreaga activitate obștească : alegerea consiliului național și a comisiilor inginerilor și tehnicienilor în adunări (conferințe), discutarea candidaților la locul lor de muncă, consultarea largă a cadrelor tehnice înaintea adoptării de decizii în probleme de importanță majoră. Se prevede participarea în continuare la îndrumarea comitetelor de redacție ale revistelor de specialitate, apariția unui organ de presă propriu, organizarea în județe a caselor tehnicii pentru desfășurarea activității.

De asemenea, a fost adoptată Rezoluția conferinței pe țară a inginerilor și tehnicienilor, cuprinzînd direcțiile activității profesionale și obștești a cadrelor tehnice.

A fost ales Consiliul Național al Inginerilor și Tehnicienilor, alcătuit din 187 de membri și 22 de supleanți, Colegiul pentru problemele eticii profesionale și Comisia de cenzori. Prima plenară a Consiliului Național al Inginerilor și Tehnicienilor a ales Biroul C.N.I.T. format din 29 de persoane, dintre care : președinte, prof. dr. ing. Oliviu Rusu ; vicepreședinți : acad. Ștefan Bălan, acad. Remus Rădulet, dr. ing. Iancu Drăgan, ing. Elena Buzescu, ing. Attila Racz, dr. ing. Dragoș Toma, prof. ing. Ioan Curievici, dr. ing. Traian Mocuța, tehn. Ion Milculescu ; secretar : ing. Ion Ișloc.

Ca președinte al Colegiului a fost ales prof. emerit ing. Constantin Dinculescu, membru coresp. al Academiei R.S. România ; președintele comisiei de cenzori a fost ales economistul Tristan Ionescu.

În numele inginerilor și tehnicienilor din țara noastră, conferința a asigurat, în scrisoarea adresată Comitetului Central al Partidului Comunist Român, tovarășului Nicolae Ceaușescu, că toate cadrele tehnice vor milita neabătut pentru îndeplinirea îndatoririlor ce le revin, pentru înflorirea României socialiste.

REZOLUȚIA

CONFERINȚEI PE ȚARĂ A INGINERILOR ȘI TEHNICIENILOR

BUCUREȘTI
19—21 mai 1972

Conferința pe țară a inginerilor și tehnicienilor, întrunită în zilele de 19—21 mai a.c., a analizat contribuția intelectualității tehnice la marile realizări obținute de poporul nostru și a stabilit sarcinile ce revin cadrelor tehnice pentru înfăptuirea, alături de toți oamenii muncii, a programului de construire a societății socialiste multilateral dezvoltate, adoptat de Congresul al X-lea al Partidului Comunist Român.

Cu entuziasm, Conferința și-a exprimat adeziunea deplină la ampla cuvîntare rostită de tovarășul Nicolae Ceaușescu — secretarul general al Partidului Comunist Romă , președintele Consiliului de Stat — care, apreciind valoroasa participare a inginerilor, economiștilor, tehnicienilor și a celorlalți specialiști în construcția socialistă a țării, a trasat liniile directoare în desfășurarea activității intelectualității tehnice de promovare largă a progresului tehnic în toate domeniile, în creșterea rolului și răspunderii acesteia în viața economică și socială a patriei noastre.

Intelectualitatea tehnică, prin reprezentanții săi la Conferință, s-a angajat să transpună în fapte orientările de mare importanță și sarcinile concrete privind dezvoltarea activității de creație originală, aplicarea cu consecvență și operativitate a cuceririlor științei și tehnicii, valorificarea cu maximum de eficiență a resurselor materiale și a potențialului uman, astfel încît, într-un timp cît mai scurt, România să ajungă la nivelul țărilor dezvoltate.

Conferința a aprobat activitatea Consiliului Național al Inginerilor și Tehnicienilor.

Activitatea obștească a inginerilor și tehnicienilor, desfășurată sub conducerea organizațiilor de partid, în cadrul și sub îndrumarea sindicatelor, a contribuit la rezolvarea sarcinilor politice, economice și sociale puse de partid în fața poporului în etapa actuală a făuririi societății socialiste multilateral dezvoltate în patria noastră.

Consiliul Național al Inginerilor și Tehnicienilor, îndrumat de Consiliul Central al Uniunii Generale a sindicatelor, colaborînd cu comitetele uniunilor sindicatelor pe ramuri, cu ministerele și organele centrale de stat, a desfășurat o activitate susținută în vederea modernizării tehnicii și organizării producției, perfecționării pregătirii cadrelor, stimulării creației tehnice originale și afirmării ei peste hotare.

În activitatea comisiilor inginerilor și tehnicienilor și a C.N.I.T. s-au manifestat și unele neajunsuri. Criticile făcute în cadrul conferinței, în legătură cu neajunsurile privind activitatea economică din întreprinderi, oglindesc și slaba activitate a unor comisii ale inginerilor și tehnicienilor. O lungă perioadă de timp multe comisii, atrăgînd un număr redus de cadre tehnice, au desfășurat o activitate formală, limitată la preocupări minore. În mică măsură au fost antrenați în munca obștească economiști, tehnicieni, maiștri și muncitori fruntași, precum și cadrele tehnice din agricultură.

Biroul Consiliului Național al Inginerilor și Tehnicienilor nu a îndrumat și sprijinit în suficientă măsură comisiile inginerilor și tehnicienilor și nu a urmărit aplicarea în producție a concluziilor reeșite din acțiunile și manifestările organizate împreună cu ministerele economice.

Conferința apreciază că sarcinile puse de Congresul al X-lea al partidului privind îndeplinirea planului cincinal pe perioad 1971—1975, de hotărîrile Comitetului Central al P.C.R. și cuprinse în cuvîntarea tovarășului Nicolae Ceaușescu la deschiderea Conferinței pe țară a inginerilor și tehnicienilor constituie un vast program de muncă pentru cadrele tehnico-inginerești. Datoria patriotică fundamentală a intelectualității tehnice este de a milita permanent, cu devotament și pasiune, sub conducerea organelor și organizațiilor de partid, pentru îndeplinirea ritmică a planului de stat în fiecare ramură a economiei naționale, la toți indicatorii, pentru valorificarea superioară a resurselor materiale și a potențialului uman, pentru ridicarea eficienței întregii activități economice.

1. Înfăptuirea măreților obiective de dezvoltare a patriei noastre pune cu acuitate problema valorificării superioare a resurselor materiale și a potențialului uman. Pentru economia noastră, problema esențială în actualul cincinal și în cincinalele următoare este de a obține o creștere substanțială a ponderii produselor cu un grad de prelucrare superioară care înmagazinează o cantitate mai mare de muncă, de inteligență tehnică și, în același timp, duc la un consum minim de materii prime și materiale.

Pentru fiecare cadru tehnic *reducerea cheltuielilor materiale de producție* în actualul cincinal constituie o sarcină de mare răspundere profesională. Reducerea consumurilor de materii prime, materiale, energie pe unitate de produs, prin stabilirea unor consumuri specifice pe baze științifice, respectarea proceselor tehnologice, introducerea și generalizarea tehnologiilor moderne, reproiectarea unor produse, înlăturarea pierderilor tehnologice, folosirea deșeurilor și înlocuitorilor etc., constituie un cîmp larg de afirmare a capacității profesionale a colectivelor de ingineri, tehnicieni și a celorlalte cadre din fiecare întreprindere și unitate economică. Sprijinite de sindicate, comisiile inginerilor și tehnicienilor trebuie să organizeze dezbateri largi cu cadrele de ingineri, tehnicieni, economiști, maiștri și muncitori fruntași, pentru a analiza costurile materiale de producție în comparație cu realizările obținute pe plan mondial, pentru a veni cu propuneri și soluții concrete în vederea unei judicioase folosiri a materiilor prime, materialelor, energiei, în scopul valorificării la un nivel superior a resurselor existente și eliminării risipei de bunuri materiale.

2. Cadrele tehnice din toate ramurile economiei naționale au datoria să se preocupe de *creșterea substanțială a productivității muncii*, condiție primordială a sporirii avuției și venitului național și a ajungerii din urmă a țărilor dezvoltate.

Ca organizatori ai producției și ai muncii, inginerii, tehnicienii și toți specialiștii, ajutați de comisiile inginerilor și tehnicienilor, sînt chemați să analizeze cum sînt folosite mijloacele de producție, fondul de timp din fiecare întreprindere, secție și loc de muncă, să stabilească și să aplice măsuri concrete care să ducă la folosirea integrală a timpului de lucru, mecanizarea și automatizarea lucrărilor cu volum mare de muncă, reducerea pierderilor de timp datorită întreruperilor accidentale a mașinilor și utilajelor.

3. În condițiile revoluției științifice și tehnice contemporane, intelectualitatea tehnică din țara noastră trebuie să considere ca o îndatorire patriotică, de înaltă responsabilitate profesională, sarcina de a milita neobosit pentru *însușirea și aplicarea realizărilor actuale ale progresului tehnic*, pentru ridicarea rolului științei și tehnicii românești în soluționarea problemelor complexe pe care le pune programul de dezvoltare rapidă a economiei naționale.

Comisiile inginerilor și tehnicienilor să mobilizeze cadrele tehnice din institutele de cercetări, proiectări, institutele de învățămînt superior, compartimentele de concepție și laboratoarele din uzine pentru realizarea în termen și în condiții de înaltă tehnicitate și eficiență economică a planurilor tehnice, a programelor de cercetare științifică și de proiectare. Consiliul Național al Inginerilor și Tehnicienilor, prin secțiile sale de specialitate și comisiile inginerilor și tehnicienilor, să acționeze pentru conlucrarea strînsă și creatoare între cadrele din cercetare, proiectare și cele din întreprinderi în vederea scurtării perioadei pînă la aplicarea în producție a rezultatelor cercetării și modernizarea proceselor din întreprindere.

Comisiile inginerilor și tehnicienilor trebuie să considere ca o sarcină de onoare dezvoltarea mișcării de masă a inovatorilor și inventatorilor, asigurarea asistenței tehnice în rezolvarea propunerilor, aplicarea în producție și generalizarea inovațiilor și invențiilor.

Consiliul Național al Inginerilor și Tehnicienilor să analizeze periodic, împreună cu C.N.Ș.T., ministerele și celelalte organe de stat, modul cum sînt aplicate rezultatele cercetării științifice, invențiile și inovațiile, să ia poziție împotriva inerției care se manifestă în unele sectoare pentru aplicarea rapidă în producție a acestora.

4. Munca de creație a inginerilor și tehnicienilor poate fi materializată cu eficiență pentru producție în acțiunea de *autoutilare* a întreprinderilor, pentru conceperea și realizarea de noi mașini și utilaje, modernizarea celor existente, introducerea de dispozitive și mecanisme de mare randament.

Comisiile inginerilor și tehnicienilor, pe baza unor largi consultări cu cadrele tehnice și muncitorii, trebuie să-și sporească contribuția la elaborarea și aplicarea unor programe cuprinzătoare de autoutilare; să determine conducerile întreprinderilor să asigure o documentare corespunzătoare asupra celor mai noi tipuri de mașini existente pe plan mondial; să militeze pentru adoptarea unor soluții de maximă eficiență, care să asigure înzestrarea tehnică superioară a unităților și reducerea necesităților din import.

5. Un domeniu important în care sînt chemate să-și aducă o contribuție sporită cadrele tehnice, îl constituie perfecționarea continuă a *organizării producției și a muncii.*

Inginerii și tehnicienii, ceilalți specialiști din întreprinderi, sînt chemați să participe la identificarea și valorificarea rezervelor din întreprinderi în vederea optimizării folosirii mijloacelor tehnice și a forței de muncă.

Rezerve importante există în întreprinderi în domeniul conducerii și planificării producției, aprovizionării tehnico-materiale, programării producției, raționalizării fluxurilor de fabricație, folosirii depline a capacităților de producție și a forței de muncă ș.a.

C.N.I.T. și comisiile inginerilor și tehnicienilor au îndatorirea de a contribui la folosirea completă a mijloacelor moderne de prelucrare automată a datelor și de a sprijini pregătirea cadrelor destinate să lucreze în unitățile și centrele de calcul.

6. Una din principalele sarcini ce revin cadrelor tehnice o constituie ridicarea gradului de utilizare a mașinilor, utilajelor și instalațiilor.

Chemarea adresată în Conferința pe țară a cadrelor de conducere din întreprinderi, centrale industriale și de construcții *„Nici o mașină și nici un utilaj sub randamentul planificat, nici un minut nelucrat"*, trebuie considerată ca o îndatorire fundamentală pentru fiecare inginer și tehnician.

C.N.I.T. și comisiile inginerilor și tehnicienilor trebuie să-și aducă o contribuție efectivă la găsirea și aplicarea unor măsuri pentru o mai bună încărcare a mașinilor, instalațiilor și agregatelor, îmbunătățirea activității sectoarelor de sculărie, întreținere și reparare a utilajelor și mașinilor, creșterea coeficientului de schimburi prin generalizarea schimbului II și extinderea schimbului III, asigurarea asistenței tehnice corespunzătoare, valorificarea mai deplină a forței de muncă și a timpului de lucru.

7. Realizarea unor produse de înalt *nivel calitativ, cu caracteristici tehnice și funcționale superioare*, trebuie să constituie o datorie de cinste, de mîndrie profesională a fiecărui inginer, tehnician și muncitor din toate întreprinderile. Comisiile inginerilor și tehnicienilor trebuie să-și aducă contribuția la înnoirea și modernizarea producției, perfecționarea tehnicilor și tehnologiilor de fabricație, realizarea unor produse de înalt nivel calitativ în toate ramurile, competitive pe piața internă și externă, care să asigure o valorificare superioară a resurselor materiale ale țării.

Ținînd seama de răspunderea cadrelor tehnice în organizarea controlului de calitate, comisiile vor trebui să desfășoare o vastă muncă educativă de întărire a răspunderii personale față de calitatea produselor realizate, de extindere a autocontrolului.

În industria bunurilor de consum, comisiile inginerilor și tehnicienilor au datoria să acționeze în principal pentru perfecționarea tehnologiilor, diversificarea produselor și întărirea controlului de calitate.

C.N.I.T., comisiile județene ale inginerilor și tehnicienilor și comisiile inginerilor și tehnicienilor din întreprinderi sînt chemate să organizeze, împreună cu Inspectoratul de stat al calității și alte organe de stat centrale și locale, dezbateri, schimburi de experiență, consfătuiri și alte acțiuni în scopul îmbunătățirii calității produselor, să participe activ la organizarea controlului obștesc pentru calitate, manifestînd o maximă exigență în respectarea cu strictețe în toate fazele de fabricație a disciplinei tehnologice.

8. Organizarea modernă a producției și muncii presupune și asigurarea unor măsuri tehnice și organizatorice care să garanteze condiții corespunzătoare de *protecție a muncii și educarea salariaților în spiritul respectării stricte a normelor de tehnica securității și igiena muncii.* Comisiilor inginerilor și tehnicienilor le revine îndatorirea să determine cadrele tehnice ca la fiecare loc de muncă, în fiecare secție să fie luate cele mai eficace măsuri care să evite accidentele de muncă și îmbolnăvirile profesionale. Comisiile să acționeze pentru eliminarea zgomotelor și vibrațiilor, asigurarea unei ventilații și a unui iluminat igienic, combaterea poluării aerului și apelor în interiorul și în afara întreprinderilor, reducerea efortului fizic ș.a., astfel încît oamenii muncii să beneficieze de cele mai bune condiții de muncă și viață.

9. Conferința consideră că sarcini de răspundere revin inginerilor, tehnicienilor și celorlalte categorii de salariați din întreprinderile de *construcții-montaj, institute de cercetări și proiectări* și din unitățile care realizează utilaje tehnologice, pentru realizarea la termen și la un nivel tehnic și calitativ superior a investițiilor, pentru creșterea substanțială a eficienței lor.

Comisiile inginerilor și tehnicienilor din unitățile de construcții și montaj sînt chemate să-și aducă o contribuție concretă la luarea tuturor măsurilor pentru pregătirea temeinică a lucrărilor de investiții, accelerarea ritmului de execuție a construcțiilor, darea în termen în funcțiune a capacităților de producție la parametrii proiectați.

Comisiile inginerilor și tehnicienilor din unitățile de construcții, din institutele de proiectare și cercetare, să antreneze pe fiecare inginer și tehnician la reducerea costului lucrărilor executate, extinderea folosirii proiectelor tip, pentru soluții constructive simple, moderne, cu structuri ușoare și economice, pentru dimensionarea construcțiilor la strictul necesar, sporirea gradului de industrializare a tuturor construcțiilor, folosirea pe scară largă a prefabricatelor și mecanizarea lucrărilor, eliminarea finisajelor inutile.

10. Conferința cere ca inginerii și tehnicienii din *agricultura* patriei noastre să-și aducă întreaga lor contribuție la creșterea în ritm susținut a producției agricole prin raionarea corespunzătoare a culturilor, asigurarea semințelor de înaltă productivitate, executarea la timp și în bune condițiuni a tuturor lucrărilor agricole, obținerea de producții legumicole ridicate ș.a. În același timp o atenție deosebită trebuie acordată înfăptuirii programului național de dezvoltare a zootehniei, creșterii efectivelor și ameliorării raselor de animale. Cadrele tehnice din agricultură au datoria să se ocupe mai mult de realizarea programului de irigații și îmbunătățiri funciare, organizarea corespunzătoare a exploatării suprafețelor irigate.

Conferința cere Consiliului Național al Inginerilor și Tehnicienilor, Uniunii sindicatelor din agricultură și consiliilor județene ale sindicatelor să constituie comisii ale inginerilor și tehnicienilor în unitățile agricole socialiste, pentru a cuprinde în munca obștească totalitatea cadrelor tehnice din agricultură.

11. Realizarea cu succes a problemelor complexe ce le pune promovarea progresului tehnic, modernizarea economiei naționale, aplicarea realizărilor științei și tehnicii mondiale, impun o participare mai activă a comisiilor inginerilor și tehnicienilor, a Consiliului Național, la acțiunea de *ridicare a pregătirii și perfecționării profesionale* a fiecărui cadru tehnic, a muncitorilor, a tuturor salariaților.

Comisiile inginerilor și tehnicienilor sînt chemate să participe la elaborarea programelor și a tematicilor prevăzute de legea privind perfecționarea pregătirii profesionale și să dezvolte o activitate de perfecționare a cadrelor, corelată cu cea desfășurată de organizațiile socialiste. C.N.I.T. și comisiile județene ale inginerilor și tehnicienilor trebuie să ajute mai mult activitatea comisiilor din întreprinderi pentru a contribui la îmbunătățirea planurilor de propagandă tehnică, generalizînd experiența unor comisii privind organizarea de lectorate, dezbateri, sesiuni tehnico-științifice pe specialități etc., în sprijinul informării cadrelor tehnice și a muncitorilor cu realizările obținute pe plan național și internațional.

Împreună cu ministerele, C.N.I.T. să sprijine comitetele de redacție ale revistelor tehnice în vederea îmbunătățirii conținutului acestora și a abordării celor mai stringente probleme cu care sînt confruntate întreprinderile și ramurile de producție, pentru generalizarea experienței valoroase, pentru asigurarea unei informări și documentări operative în concordanță cu realizările și noutățile tehnice din țară și de peste hotare.

Prin funcțiile de conducere ce ocupă în procesul de producție, cadrele tehnice sînt chemate să militeze pentru înfăptuirea politicii partidului nostru, aducîndu-și contribuția la activitatea de ridicare a nivelului politic și ideologic, de creștere a conștiinței socialiste a fiecărui salariat, la aplicarea vastului program de activitate pe tărîm ideologic izvorît din documentele plenarei C.C. al P.C.R. din 3—5 noiembrie 1971.

12. *Îmbunătățirea continuă a activității comisiilor inginerilor și tehnicienilor și a C.N.I.T.* cu masa largă a cadrelor tehnice sub îndrumarea sindicatelor, contribuie la înfăptuirea măsurilor stabilite de partid privind perfecționarea relațiilor de producție, pe linia dezvoltării democrației socialiste, de participare activă, în strînsă unitate cu clasa muncitoare, a tuturor categoriilor de oameni ai muncii.

Centrul de greutate al activității obștești a inginerilor și tehnicienilor urmează să fie în întreprinderi și instituții.

Fiecare comisie a inginerilor și tehnicienilor trebuie să manifeste maximum de inițiativă și spirit de răspundere în stabilirea și realizarea obiectivelor, în jurul cărora să atragă cadrele tehnice și ceilalți specialiști, astfel încît activitatea să fie axată pe problemele esențiale ale producției. Toate problemele importante ce preocupă cadrele tehnice să fie în atenția permanentă a comisiilor inginerilor și tehnicienilor, care să urmărească ca tot ceea ce se propune pentru perfecționarea producției și organizarea muncii să fie valorificat de comitetele sindicatelor și în activitatea de decizie a comitetelor oamenilor muncii. În întreaga lor muncă, comisiile inginerilor și tehnicienilor să conlucreze strîns cu organizațiile U.T.C., cu celelalte comisii ale organizațiilor de partid și sindicale.

Comisiile județene ale inginerilor și tehnicienilor, prin atragerea celor mai competente cadre din județ, să devină foruri cu autoritate tehnică, sprijin de nădejde pentru organele de conducere locale.

Comisiile trebuie să organizeze generalizarea experienței pozitive din activitatea comisiilor inginerilor și tehnicienilor din întreprinderi, să organizeze acțiuni eficiente care să contribuie la sprijinirea schimbului de informații tehnice, de experiență, între cadrele tehnice de aceeași specialitate.

C.N.I.T. trebuie să devină un înalt for obștesc de dezbatere a problemelor fundamentale ale progresului tehnic și organizării științifice a producției, de atragere a cadrelor tehnice la înfăptuirea exemplară a hotărîrilor partidului și guvernului cu privire la perfecționarea activității în întreaga economie.

C.N.I.T. și comisiile inginerilor și tehnicienilor să participe la acțiunile de analiză a modului cum sînt folosite cadrele tehnico-inginerești în vederea elaborării de criterii pentru folosirea mai rațională a tuturor forțelor tehnico-științifice, în folosul întăririi activității de producție și concepție.

13. Apreciind oportunitatea constituirii în cadrul C.N.I.T. a Colegiului pentru problemele eticii profesionale, conferința cere ca el să militeze pentru creșterea prestigiului profesiunii de inginer și tehnician, pentru crearea unei opinii de masă în rîndul cadrelor tehnice în favoarea unei înalte ținute morale, de prevenire și eliminare a atitudinilor care nu se încadrează în normele eticii profesionale și socialiste.

14. Conferința pe țară a inginerilor și tehnicienilor a examinat *activitatea internațională* desfășurată de C.N.I.T. și a stabilit ca și în viitor aceasta să aplice, în relațiile cu organizațiile tehnico-științifice naționale și internaționale, principiile politicii externe a Partidului Comunist Român și a guvernului, de largă colaborare și cooperare tehnico-științifică pe baza respectării independenței și suveranității naționale, egalității în drepturi, neamestecului în treburile interne și avantajului reciproc.

Consiliul Național al Inginerilor și Tehnicienilor să dezvolte legăturile cu asociațiile de ingineri și tehnicieni din toate țările socialiste, cu societățile naționale din celelalte țări dezvoltate sau în curs de dezvoltare, bazate pe principiile cooperării, schimbului de opinii, de experiență și de informații, a avantajului reciproc și neimixtiunii în problemele interne ale fiecărei organizații.

Consiliul Național să-și aducă în continuare contribuția efectivă la activitatea organizațiilor tehnico-științifice internaționale la care este afiliat, pentru a folosi în mai mare măsură concluziile manifestărilor la care participă, și să se afilieze la acele organizații internaționale a căror activitate prezintă interes pentru țara noastră.

Conferința exprimă întreaga adeziune a cadrelor tehnice față de politica externă a partidului și guvernului, întemeiată pe dezvoltarea relațiilor de prietenie și colaborare cu țările socialiste, de extindere a cooperării multilaterale cu toate statele indiferent de orînduirea lor politică și socială, bazată pe principiile respectării independenței și suveranității naționale, egalității în drepturi, neamestecului în treburile interne și avantajului reciproc. Intelectualitatea tehnică susține poziția adoptată de partidul și statul nostru, de întregul popor, pentru încetarea războiului dus de Statele Unite ale Americii în Vietnam, pentru condamnarea noilor acte de escaladare a războiului de către imperialismul american împotriva R. D. Vietnam, pentru retragerea totală a forțelor Statelor Unite ale Americii din Indochina, pentru reglementarea conflictului din Orientul Apropiat în spiritul Rezoluției Consiliului de Securitate din noiembrie 1967, organizarea în cel mai scurt timp a Conferinței general europene, consacrată securității și colaborării, pentru adoptarea de măsuri practice în domeniul dezarmării generale, în special a celei nucleare.

Cadrele tehnice din întreprinderi, institute de cercetare, proiectare, învățămînt sînt chemate să contribuie activ la traducerea în viață a tuturor acordurilor și înțelegerilor convenite cu țările africane vizitate recent de delegația țării noastre în frunte cu secretarul general al partidului, tovarășul Nicolae Ceaușescu, privind dezvoltarea cooperării în domeniul minier, geologic, forestier, agricol, în pregătirea cadrelor pentru aceste țări și în acordarea asistenței tehnice.

Participanții la conferință exprimă hotărîrea și angajamentul unanim al cadrelor tehnice, însuflețite de ideile socialismului și de dragoste nețărmurită față de patrie, de a-și aduce cu devotament și abnegație o contribuție tot mai mare la valorificarea superioară a tuturor resurselor țării, la utilizarea intensivă a întregului potențial de producție al economiei noastre socialiste.

Inginerii și tehnicienii din țara noastră întîmpină Conferința Națională a Partidului — moment important pentru perfecționarea în continuare a conducerii și organizării societății socialiste — și a XXV-a aniversare a proclamării Republicii cu nemărginit entuziasm și hotărîre de a obține noi și importante succese în muncă. Ei se angajează să-și consacre întreaga energie și capacitate creatoare cauzei supreme a partidului, înfloririi vieții materiale și spirituale a celor ce muncesc în scumpa noastră patrie, România socialistă.

Prof. ing. **ANDREI CARACOSTEA**
Institutul de construcţii Bucureşti

Dr. ing. **IOAN FĂCĂOARU**
INCERC Bucureşti

Dr. ing. **IOAN BUCĂ**
Institutul de construcţii Bucureşti

Cercetări privind influenţa defectelor de sudare asupra rezistenţei îmbinărilor sudate cap la cap

I. INTRODUCERE

Lipsa unor instrucţiuni, care să reglementeze condiţiile tehnice de recepţie a lucrărilor de sudură, în construcţii civile şi industriale, este resimţită de multă vreme. Practica actuală se bazează pe folosirea normelor ISCIR privitoare la instalaţiile de ridicat şi sub presiune. Ea s-a dovedit de multe ori neeconomică, pentru lucrările de sudură la asemenea construcţii.

În vederea redactării unor instrucţiuni tehnice destinate controlului calităţii îmbinărilor sudate în construcţii metalice, civile şi industriale, şi a fundamentării teoretice a prevederilor acestor norme, s-a efectuat o serie de cercetări pe laminate din oţeluri carbon obişnuite, privind influenţa defectelor asupra rezistenţei îmbinărilor sudate cap la cap.

II. REZULTATELE ÎNCERCĂRILOR EFECTUATE LA INCERC

În vederea obţinerii de noi date, privind influenţa defectelor de sudare asupra capacităţii portante a îmbinărilor sudate, în cadrul INCERC s-au efectuat cercetări şi încercări sistematice în colaborare cu : Institutul de construcţii Bucureşti, Laboratorul central al M. C. Ind., Centrul de sudură şi încercări la oboseală Timişoara şi Trustul de montaj utilaj chimic Bucureşti.

Încercările s-au efectuat pe table groase laminate din OL 37 (la grosimi de 5, 10, 20 şi 30 mm), sudate cu electrozi indigeni (Supertit, Superbaz, 42 Bazic şi 44 Titanic) în procedeele : manual, semiautomat în mediu protector de CO_2 şi automat sub strat de flux, obţinut prin topirea pulberii cu conţinut de SiO_2, Mn_2O_3, Al_2O_3, CaO şi MgO.

S-a urmărit şi reuşit să se realizeze următoarele categorii de defecte : pori, incluziuni de gaze, lipsă de pătrundere la rădăcina cordonului, şanţuri marginale, umplere incompletă a rostului şi fisuri pe diferite direcţii.

Sudurile au fost controlate cu metode ultrasonice, de către două echipe diferite şi prin două tipuri de metode radiografice : cu radiaţii gama ale iridiului 192 şi cu radiaţii X. Acest examen paralel avea scopul de a pune în evidenţă eficienţa şi obiectivitatea metodelor ultrasonice în identificarea diferitelor tipuri de defecte în suduri şi de a crea astfel premisele ştiinţifice ale unei eventuale reduceri a lungimii cordoanelor radiografiate, atunci cînd se efectuează în prealabil un control ultrasonic.

S-au efectuat încercări metalografice pentru precizarea structurilor în zona materialului depus, în zona de influenţă termică şi în zona materialului de bază.

Epruvetele confecţionate au fost supuse următoarelor încercări mecanice : încercarea la tracţiune pentru determinarea rezistenţei cusăturii şi încercarea la tracţiune pentru determinarea rezistenţei îmbinării, încercarea la îndoire şi încercarea de fisurabilitate a sudurii.

Înainte de încercare, fiecare epruvetă a fost radiografiată suplimentar pentru a se putea corela exact rezultatul încercării cu felul şi mărimea defectului de sudare.

Pentru exemplificare, sînt prezentate rezultatele examenelor radiografice şi ale celor ultrasonice la cîteva din tipurile principale de defecte obţinute, şi pe grosimi diferite de plăci, după cum urmează :

● radiografii (fig. 1 şi 2) şi oscilograme (fig. 3 şi 4) ale unor suduri avînd pori şi incluziuni

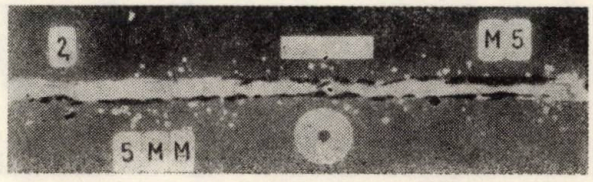


Fig. 1

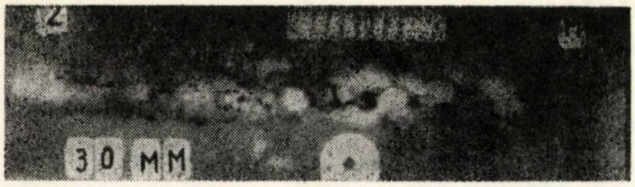


Fig. 2

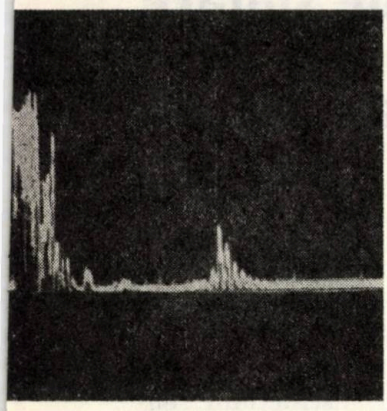


Fig. 3

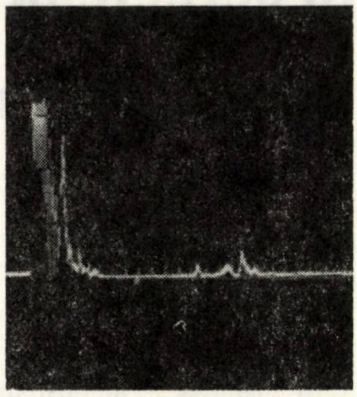


Fig. 4

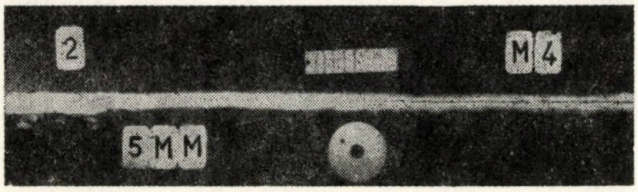


Fig. 5

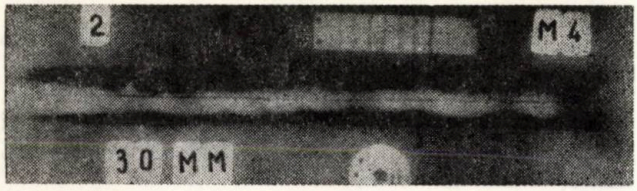


Fig. 6

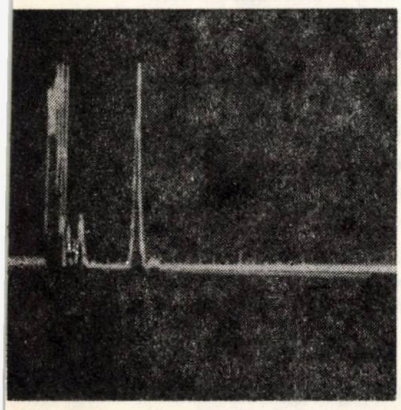


Fig. 7

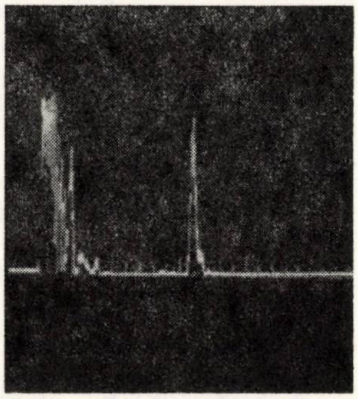


Fig. 8

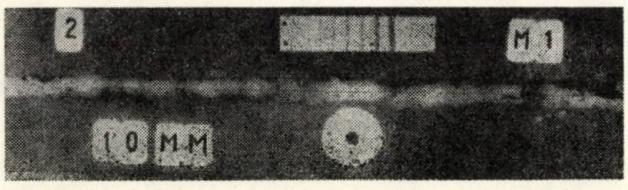


Fig. 9

de zgură, executate pe table de grosimi mic ($s = 5$ mm) (fig. 1 şi 3) şi pe table de grosim· mari ($s = 30$ mm) (fig. 2 şi 4);

- radiografii (fig. 5 şi 6) şi oscilograme (fig. 7 şi 8) ale unor suduri avînd nepătrunderi la rădăcină, executate pe table de grosimi mici ($s = 5$ mm) (fig. 5 şi 7) şi pe table de grosimi mari ($s = 30$ mm) (fig. 6 şi 8);
- radiografia (fig. 9) unui cordon de sudură realizat pe o tablă de grosime medie ($s = 10$ mm) prezentînd şanţuri marginale şi nepătrunderi;
- radiografiile unui set complet de epruvete (fig. 10) prelevate pe table de grosime $s = 10$ mm, pentru încercarea de îndoire. Imaginea ilustrează varietatea defectelor obţinute la sudare.

Din fiecare grosime de tablă şi pentru fiecare tip de epruvetă au fost încercate la rupere, prin tracţiune, probe martor. Epruvetele „martor" au fost realizate atît din materialul de bază nesudat, cît şi din materialul de bază sudat, fără defecte. Rezultatele încercării de rupere la tracţiune a epruvetelor-martor au indicat caracteristicile materialului de bază, în absenţa sau în prezenţa cordonului de sudură şi au constituit valori de comparaţie pentru rezultatele obţinute pe îmbinările sudate defectuos.

Rezultatele încercărilor distructive au fost prezentate, în funcţie de mărimea defectelor din secţiunea de rupere, pentru diferite categorii de defecte (lipsă de pătrundere, incluziuni de gaze sau de zgură, şanţuri marginale).

În diagrame s-a figurat în abscisă mărimea defectului din secţiunea de rupere, raportată la suprafaţa secţiunii de rupere (slăbirea procentuală a secţiunii), iar în ordonată mărimea efectivă a efortului unitar de rupere a epruvetei, raportată la mărimea efortului de rupere a epruvetei-martor nesudată (scăderea procentuală a rezistenţei de rupere).

În fig. 11 este reprezentată scăderea rezistenţei la întindere a epruvetelor sudate, ce au prezentat defectul de nepătrundere la rădăcină. Au fost reprezentate toate rezultatele obţinute la încercarea epruvetelor de diferite grosimi. Se remarcă faptul că, indiferent de grosimea tablelor, scăderea rezistenţei variază liniar cu scăderea procentuală a secţiunii de rupere, datorită nepătrunderii la rădăcină. Ordonata la origine a dreptei este 124% şi reprezintă sporul de rezistenţă pe care îl produce prezenţa cordonului de sudură perfectă, faţă de epruveta nesudată. Se remarcă, de asemenea, faptul că, în ciuda unei anumite diversităţi a materialului de bază (ilustrată de tabela 1), există o bună grupare a valorilor, care evidenţiază sporul de

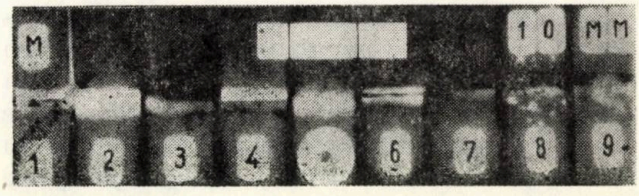


Fig. 10

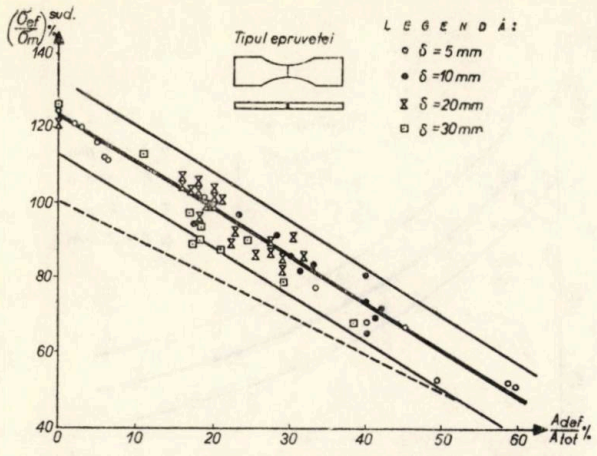


Fig. 11 — Variaţia efortului relativ de rupere pe sudură în funcţie de defecte la lipsă de pătrundere

rezistenţă a epruvetei în zona cordonului de sudură, unde au avut loc anumite transformări structurale, spor care este cuprins între 22—26 % pentru încercarea sudurii, şi între 3—5 % pentru încercarea îmbinării.

Ecuaţia dreptei care determină efortul unitar de rupere la întindere a sudurii, funcţie de mărimea defectelor de sudare, de tipul nepătrunderilor şi de rezistenţa de rupere a materialului de bază, σ_r^{mat}, în cazul folosirii electrozilor curenţi din producţia indigenă, citaţi anterior, este :

$$\sigma_r^{sud} = \alpha \sigma_r^{mat} \left(1 - \frac{A_d}{A}\right) \qquad (1)$$

în care : A_d este suprafaţa defectelor din secţiunea de rupere,

A — suprafaţa totală efectivă a secţiunii de rupere,

α — un coeficient ce depinde de raportul dintre rezistenţa de rupere a materialului depus prin sudare şi cea a materialului de bază sudat ($\sigma_r^{sud}/\sigma_r^{mat}$).

Pentru electrozii curent folosiţi în ţară (Supertit, Superbaz, 42 Bazic, 44 Titan) şi pentru materialul de bază OL 37, valoarea coeficientului α este de 1,24.

Se constată că 90 % din rezultatele obţinute la încercări se încadrează în domeniul limitat de dreptele paralele, de precizie $\pm$ 6 %.

În sfîrşit, dacă pe diagramă se trasează dreapta teoretică a scăderii rezistenţei în funcţie de slăbirea procentuală a secţiunii, presupunînd că nu apar nici un fel de defecte perturbatoare datorită concentrării eforturilor produse de defect sau datorită excentricităţii de transmitere a eforturilor în îmbinare şi că rezistenţa materialului de adaos este egală cu cea a materialului de bază, rezultă linia punctată din fig. 11.

Cele două drepte sînt convergente, ceea ce ilustrează diminuarea aportului materialului depus pe măsura creşterii suprafeţei defectelor pe care acesta le include.

Tabela 1

Rezultatele încercărilor la tracţiune

Nr. crt.	Grosimea tablei mm	(1) σ_r^{sud} kgf/m²	(2) σ_r^{mat} kgf/m²	$\sigma_r^{sud}/\sigma_r^{mat}$ %	(3) $\sigma_r^{îmb}$ kgf/m²	(4) $\sigma_r^{mat.}$ kgf/m²	$\sigma_r^{îmb}/\sigma_r^{mat}$ %
1.	5	5.400	4.350	1,24	4.200	3.970	1,05
2.	10	5.960	4.860	1,23	4.600	4.470	1,03
3.	20	5.170	4.270	1,22	3.880	3.670	1,05
4.	30	5.870	4.590	1,26	4.050	3.890	1,04

(1) Rezistenţa la întindere a materialului depus prin sudare, stabilită pe epruvete cu degajări de tipul) (

(2) Rezistenţa la întindere a materialului de bază, stabilită pe epruvete cu degajări) (nesudate

(3) Rezistenţa la întindere a îmbinării sudate, stabilită pe epruvete fără degajări în sudură — cu tăietură] [

(4) Rezistenţa la întindere a materialului de bază, stabilită pe epruvete fără degajări în sudură — cu tăietură] [

Pentru aceeaşi categorie de defecte s-au efectuat încercări la rupere pe epruvete cu degajări prelungite] [pentru a determina rezistenţa la întindere a îmbinării conform STAS 5540—65. Rezultatele obţinute, marcate pe diagrama din fig. 12, arată că sporul de rezistenţă obţinut la sudurile perfect executate, în raport cu rezistenţa materialului de bază, determinată pe epruvete nesudate, este de numai 3—5 %. Aceasta este datorită faptului că ruperea nu se mai produce sistematic în dreptul sudurii, ca în cazul epruvetelor cu degajări scurte)(. Pentru defectele mici $\left(\frac{A_{def}}{A} < 0{,}2\right)$ se remarcă panta redusă sub care evoluează curba de variaţie a rezistenţelor. Aceasta se datoreşte faptului că, la defecte de sudare mici, ruperea are loc în materialul de bază şi defectele influenţează ruperea în mică măsură şi numai indirect, prin excentricităţile ce le produc în transmiterea eforturilor.

Pentru defecte mari, curba recapătă alura celei din fig. 11.

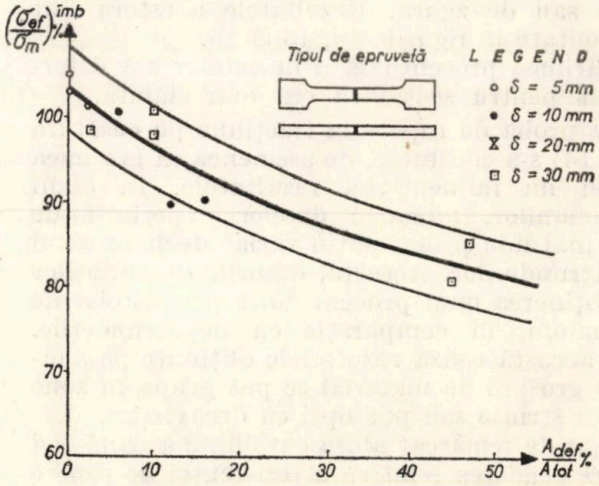


Fig. 12 — Variaţia efortului relativ de rupere pe îmbinare în funcţie de defecte de lipsă de pătrundere

Pentru aceeaşi categorie de defecte — nepătrundere la rădăcină — s-au efectuat încercările de îndoire cu nepătrunderea la partea întinsă pentru a evidenţia capacitatea de deformare a îmbinării sudate şi influenţa defectelor de sudare asupra acestei proprietăţi.

În fig. 13 sînt reprezentate valorile unghiului de îndoire α, la care apare prima fisură în îmbinare, în funcţie de slăbirea procentuală a secţiunii. Se remarcă faptul că acest tip de încercare este deosebit de sensibil la apariţia defectelor de sudare, ceea ce arată că prezenţa defectelor în sudură influenţează puternic, în sens negativ, capacitatea de deformare a sudurii. Împrăştierea rezultatelor este, de data aceasta, poate ceva mai mare decît la încercarea de tracţiune. Circa 90% din rezultate sînt cuprinse între limitele $\pm 9\%$. Această împrăştiere creşte o dată cu mărimea procentuală a defectelor şi se datoreşte, în bună parte, dificultăţilor de estimare a mărimii defectelor, în lipsa unei secţiuni de rupere.

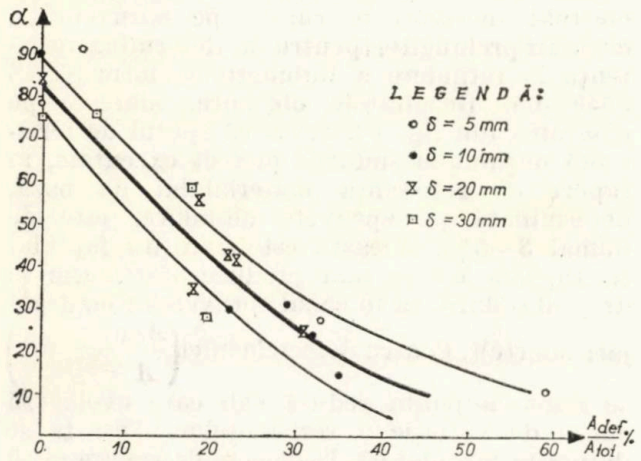


Fig. 13 — Variaţia unghiului de îndoire în funcţie de defecte la lipsă de pătrundere.

Aceleaşi trei încercări (ruperea la tracţiune în cusătură, ruperea la tracţiune pe îmbinare, încercarea la îndoire) s-au efectuat şi în cazul îmbinărilor sudate ce prezentau incluziuni de gaze sau de zgură. Rezultatele acestora sînt prezentate în figurile 14, 15 şi 16.

Mărimea procentuală a defectelor s-a determinat pentru secţiunea cea mai slăbită.

La proba de rupere la tracţiune pe cusătură (fig. 14) s-a constatat, de asemenea, că grosimea tablei nu influenţează rezultatele. În cazul incluziunilor, numărul datelor experimentale este mai mic şi mai puţin variat decît în cazul nepătrunderilor. Aceasta, datorită dificultăţilor în obţinerea unui procent dorit şi controlat de incluziuni, în comparaţie cu nepătrunderile. Din această cauză rezultatele obţinute pe anumite grosimi de material se pot grupa în zone foarte strînse sau pot lipsi cu desăvîrşire.

Este de remarcat alura curbilinie a corelaţiei dintre scăderea relativă a rezistenţei de rupere la tracţiune şi mărimea procentuală a defectelor, astfel încît la 10% incluziuni se pierde toată

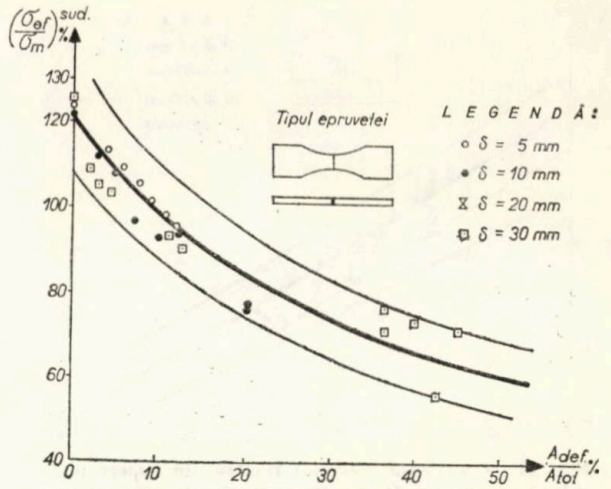


Fig. 14 — Variaţia efortului de rupere pe suduri în funcţie de defecte la incluziuni.

rezerva creată de bombamentul cordonului şi de calitatea superioară a materialului de adaos. În continuare însă, scăderea pronunţată a rezistenţei, observată la procente reduse de defecte, nu urmează acelaşi ritm. Rezultatele experimentale se încadrează în limitele $\pm$ 10%.

Un număr mai mic de date experimentale s-a obţinut la încercarea de rupere la tracţiune pe îmbinare. Din puţinele date de care s-a dispus, s-a dedus (fig. 15) o curbă asemănătoare celei din fig. 14. Se observă o pantă mai mică decît în cazul încercării cusăturii, ceea ce arată o influenţă mai mică a defectelor asupra rezistenţei de rupere la tracţiune pe îmbinare. Numărul mic de date experimentale a putut fi încadrat şi de această dată în limitele $\pm$ 10%.

Datele obţinute la încercarea de îndoire, pe epruvete cu incluziuni, sînt reprezentate în fig. 16. O curbă asemănătoare, din fig. 13,

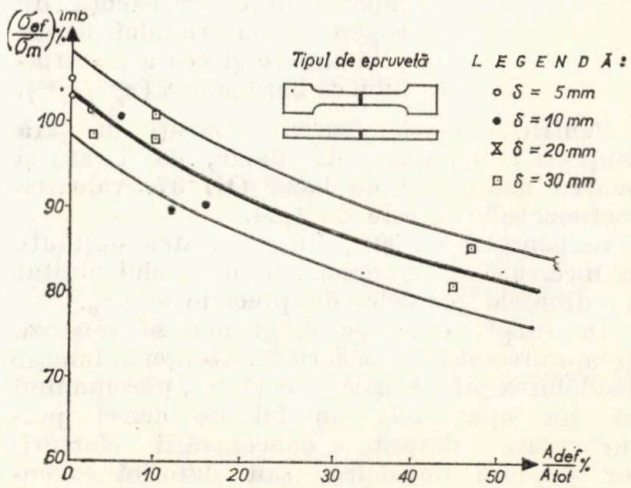


Fig. 15 — Variaţia efortului relativ de rupere pe îmbinare în funcţie de defecte la incluziuni.

arată că şi în acest caz se produce o variaţie puternică a unghiului de îndoire, în funcţie de mărimea procentuală a defectului, astfel încît la o suprafaţă a zonei defecte de $\frac{A_d}{A_s} > 30\%$,

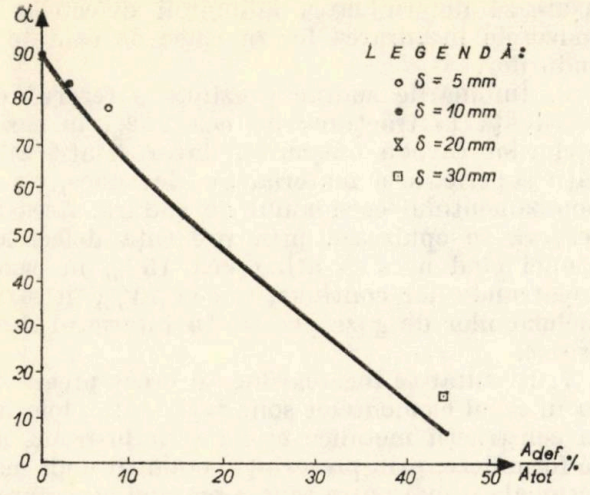


Fig. 16 — Variaţia unghiului de îndoire în funcţie de defecte la incluziuni.

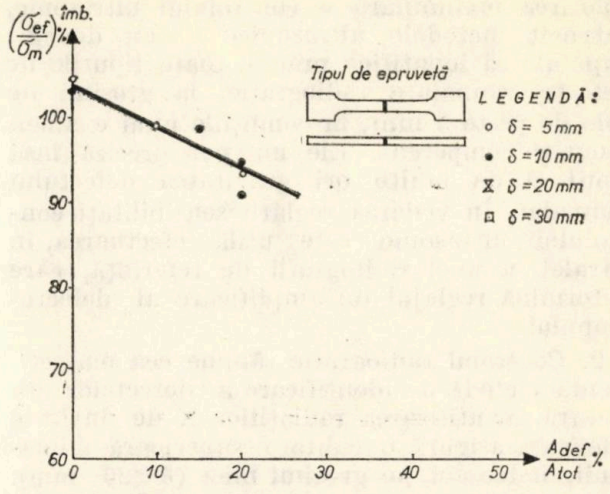


Fig. 18 — Variaţia efortului relativ de rupere pe îmbinare în funcţie de defecte la şanţuri marginale.

unghiul de îndoire scade de la 90° la 30°. Încercările confirmă sensibilitatea determinării, la apariţia defectelor de sudare.

O ultimă categorie de defecte, despre care s-au obţinut unele informaţii, o constituie şanţurile marginale. Nici de această dată rezultatele nu sînt numeroase întrucît a fost greu de realizat un asemenea defect, în lipsa celorlalte defecte, iar o combinaţie de defecte a făcut întotdeauna ca rolul precumpănitor să fie jucat, fie de nepătrunderi, fie de incluziuni.

La încercarea de rupere la tracţiune pe cusătură (fig. 17) se remarcă, de asemenea, că, pînă la o adîncime a acestor şanţuri de cca 13% din grosimea epruvetei, rezistenţa de rupere la tracţiune obţinută nu coboară sub valoarea corespunzătoare materialului de bază.

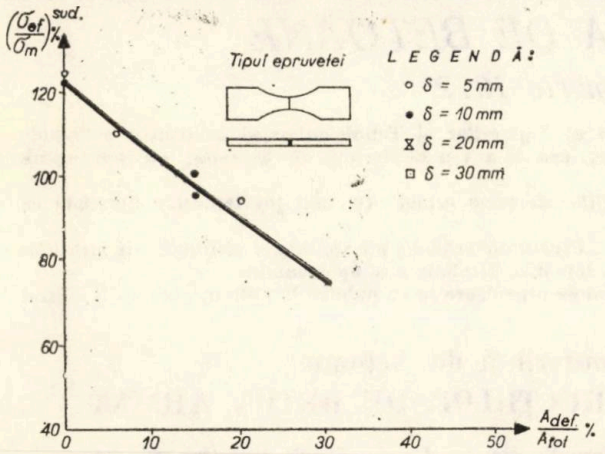


Fig. 17 — Variaţia efortului relativ de rupere pe sudură în funcţie de defecte la şanţuri marginale.

În cazul încercării la tracţiune pe îmbinare (fig. 18), scăderea rezistenţei la tracţiune pe îmbinare sub valoarea corespunzătoare epruvetei nesudate are loc pentru o adîncime a şanţurilor marginale de cca 10% din grosimea piesei. Adîncimile maxime ale şanţurilor marginale, pentru care s-au obţinut informaţii în legătură cu influenţa lor asupra capacităţii portante a îmbinării, au fost de 20% din grosimea piesei.

Rezultatele privind influenţa şanţurilor marginale asupra unghiului de îndoire sînt prezentate în fig. 19. Epruveta a fost întotdeauna dispusă cu rădăcina la partea întinsă, astfel încît şanţurile marginale au căzut în zona comprimată. În aceste condiţii, scăderile unghiului de îndoire, datorită şanţurilor marginale, sînt mai puţin severe decît în cazurile precedente. Totuşi, influenţa exercitată de acest tip de defecte asupra deformabilităţii îmbinării rămîne foarte mare, indicînd tendinţa de reducere a capacităţii de deformare.

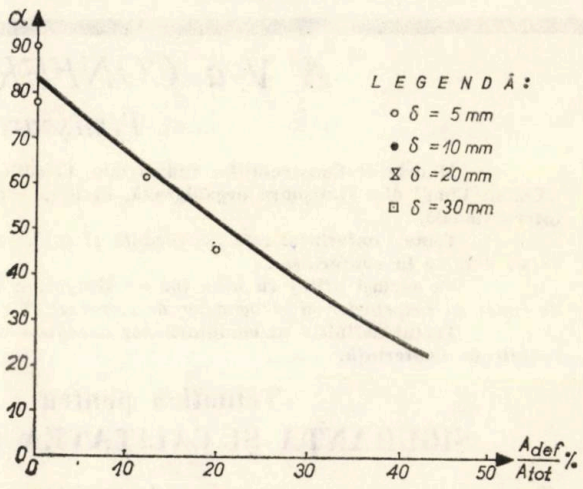


Fig. 19 — Variaţia unghiului de îndoire în funcţie de defecte la şanţuri marginale.

III. CONCLUZII

Interpretarea rezultatelor cercetărilor efectuate, în paralel, prin metode nedistructive şi distructive de control al calităţii îmbinărilor sudate, a dus la următoarele concluzii:

1. Există posibilitatea de a reduce sensibil volumul sudurilor examinate radiografic, prin

folosirea preliminară a controlului ultrasonic, întrucît metodele ultrasonice s-au dovedit capabile să identifice practic toate tipurile de defecte semnalate radiografic, la grosimi de tole de peste 5 mm, în condiţiile unui examen atent şi competent. Ele nu pot preciza însă tipul şi de multe ori gravitatea defectului semnalat. În vederea reglării sensibilităţii controlului ultrasonic este utilă efectuarea, în paralel, a unei radiografii de referinţă, care determină reglajul de amplificare al defectoscopului.

2. Controlul radiografic rămîne cea mai eficientă metodă de identificare a defectelor din sudură, iar utilizarea radiaţiilor X de duritate adecvată asigură o calitate superioară a imaginii, îndeosebi pe grosimi mici ($\delta<20$ mm). Pentru interpretarea corectă a radiografiilor este necesară folosirea unui indicator de calitate a imaginii şi eventual a unui defectometru.

3. Cea mai concludentă încercare pentru estimarea influenţei defectelor de sudare asupra rezistenţei îmbinării o constituie încercarea la tracţiune, pe epruvete cu degajări locale numai în dreptul cusăturii, care obligă la ruperea în sudură. La încercarea de tracţiune pe epruvete obişnuite cu degajări prelungi (STAS 5540—65), ruperea are loc, chiar în cazul existenţei unor defecte relativ grave, în afara sudurii sau a zonei influenţate termic.

4. Pentru aprecierea influenţei defectelor de sudare asupra capacităţii de deformare a îmbinării, o încercare utilă şi sensibilă s-a dovedit încercarea de îndoire.

5. Existenţa unui set de radiografii de referinţă, pentru diverse grosimi de material, uşurează determinarea adîncimii defectelor şi îndeosebi încadrarea lor în clase de calitate a sudurilor.

6. Îmbinările sudate prezintă o rezervă de rezistenţă la tracţiune de cca 20%, în cazul oţelurilor carbon obişnuite, datorită atît calităţii superioare a materialelor de adaos, cît şi bombamentului cordonului de sudură. Această rezervă se epuizează prin prezenţa defectelor atunci cînd acestea ating cca 15%, în cazul nepătrunderilor continue, şi cca 10%, în cazul incluziunilor de gaze plasate în interiorul fişiei critice.

7. Rezultatele încercărilor au creat premisele ca în cazul elementelor solicitate static, folosite în construcţii metalice civile şi industriale, să se formuleze, prin prescripţii, condiţii mult mai raţionale şi mai puţin severe privind acceptarea sau respingerea sudurilor cu defecte de execuţie, condiţii care măresc eficienţa economică a metodelor de control al calităţii sudurilor. Aceste prescripţii sînt în curs de elaborare la INCERC şi Institutul de construcţii Bucureşti.

Cercetările şi încercările urmează să continue, pentru completarea volumului de date, la tipurile de defecte şi tipurile de încercări, pentru care se apreciază că actualul volum de informaţii este insuficient (incluziuni, şanţuri marginale, fisuri sau încercarea la îndoire) în vederea unei interpretări statistice şi a unor concluzii definitive. De asemenea, se intenţionează extinderea cercetărilor în domeniul oţelurilor aliate şi al încercărilor la solicitări dinamice de oboseală, unde este de aşteptat ca prezenţa defectelor să aibă consecinţe mult mai importante pentru capacitatea de rezistenţă a îmbinărilor.

A V-a CONFERINŢĂ DE BETOANE

Timişoara, octombrie 1972

Ministerul Construcţiilor Industriale, Consiliul Naţional al Inginerilor şi Tehnicienilor şi Institutul politehnic „Traian Vuia" din Timişoara organizează, în luna octombrie a.c., cea de-a V-a Conferinţă de betoane, cu participare internaţională.

Tema Conferinţei este „*Siguranţa şi calitatea construcţiilor de beton armat*" (v. mai jos tematica detaliată ce se va dezbate la conferinţă).

Cu acelaşi prilej va avea loc un simpozion cu tema: „*Problemele generale ale siguranţei şi unificării metodelor de calcul al elementelor şi structurilor de construcţie*" (v. mai jos tematica detaliată a simpozionului).

Textul definitiv al comunicărilor acceptate de Comitetul de organizare se va publica în volum, care va fi difuzat înainte de Conferinţă.

Tematica pentru a V-a Conferinţă de betoane
SIGURANŢA ŞI CALITATEA CONSTRUCŢIILOR DE BETON ARMAT

Tema I:

Comportarea şi calculul construcţiilor de beton precomprimat. Perfecţionarea metodelor de calcul

— Aplicarea principiilor de calcul probabilistic şi semiprobabilistic la proiectarea elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat.

— Elaborarea noilor prescripţii unificate în R.S. România şi corelarea cu recomandările internaţionale în acest domeniu.

— Siguranţa elementelor de construcţii din beton, beton armat şi beton precomprimat. Analiza sistemului de coeficienţi care exprimă siguranţa elementelor. Probleme ale nivelului de siguranţă oferit de normele de proiectare.

— Specificul stărilor limită şi analiza diferitelor stadii de solicitare. Clase de verificare (fisurare, deformaţii).

— Studii teoretice şi experimentale privind comportarea elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat, în vederea îmbunătăţirii prescripţiilor de calcul.

— Comportarea şi calculul elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat la diferite solicitări speciale: solicitări dinamice, oboseli, solicitări seismice etc.

— Interpretarea rezultatelor încercărilor pe construcţii sau elemente

(Continuare în pag. 23)

UN NOU PROCEDEU DE DETERMINARE A REZISTENŢEI LA ÎNTINDERE A BETONULUI

Dr. ing. **DAN VASILIU**
INCERC — Timişoara

1. INTRODUCERE

Rezistenţa la întindere intervine într-o serie de probleme fundamentale ale betonului simplu, betonului armat sau betonului precomprimat, cum sînt cele ale fisurării, ale calculului la forţe tăietoare sau la torsiune, precum şi în calculul plăcilor încovoiate din beton simplu (suprastructuri de drumuri sau piste de aviaţie). Numărul şi importanţa construcţiilor a căror comportare sub sarcini este condiţionată de rezistenţa la întindere a betonului este în continuă creştere, iar în aceeaşi măsură creşte şi importanţa acordată procedeelor de determinare a acestei mărimi.

Procedeele existente de determinare a rezistenţei la întindere a betonului au un caracter convenţional, deoarece modul de solicitare a epruvetelor este diferit de cel al betonului din operă. Această situaţie nu este caracteristică numai pentru încercările la întindere. Încercarea la compresiune a betonului, pe cuburi sau pe cilindri, cu frecare între epruvetă şi platanele maşinii de încercat (aşa cum este standardizată în toate ţările) reprezintă, de asemenea, o încercare convenţională. Problema determinării în condiţii mai bune a rezistenţei la întindere a betonului se pune, astfel, mai puţin sub aspectul dacă procedeul folosit are sau nu un caracter convenţional; este mult mai important să se urmărească o caracterizare corectă a capacităţii de rezistenţă a betonului şi să se ia în considerare aspectele specifice ale ruperii acestui material eterogen.

Pornind de la aspectele specifice ale ruperii betonului şi de la anumite considerente de ordin tehnico-economic, se propune ca determinarea rezistenţei la întindere să se facă prin încercarea la torsiune a epruvetelor prismatice de secţiune constantă.

La încercările la torsiune efectuate pînă în prezent, printre care se menţionează lucrările lui Bach [3], s-au folosit numai epruvete cu capetele îngroşate, în special de formă cilindrică. Aceste epruvete nu pot fi folosite însă pentru încercările curente deoarece necesită tipare speciale, turnarea şi compactarea betonului se fac în condiţii dificile (uneori în poziţie verticală), iar manipularea, depozitarea şi transportul epruvetelor reclamă o atenţie deosebită.

Procedeul propus foloseşte epruvete $10 \times 10 \times 55$ cm, identice cu cele folosite în prezent pentru încercarea la încovoiere. Deoarece acest procedeu nu a mai fost aplicat pînă acum, această lucrare are ca obiect prezentarea problemelor ridicate de determinarea rezistenţei la întindere a betonului prin încercarea la torsiune a epruvetelor prismatice de secţiune constantă, a corelaţiei dintre această mărime şi celelalte rezistenţe mecanice ale betonului, precum şi a interpretării rezultatelor obţinute.

2. CONSIDERAŢII ASUPRA REZISTENŢEI LA ÎNTINDERE A BETONULUI

2.1. Se ştie că ruperea prin întindere a betonului se amorsează din anumite puncte de minimă rezistenţă [5], a căror distribuţie este aleatoare şi depinde de caracteristicile şi biografia betonului studiat. Astfel, în lungul unui element de beton, rezistenţa la întindere va fi diferită de la o secţiune la alta. Valoarea caracteristică a rezistenţei la întindere a betonului va fi cea corespunzătoare secţiunii în care capacitatea de rezistenţă la întindere a acestui material este minimă.

Ruperea va putea avea loc în secţiunea de minimă rezistenţă numai în cazul în care epruveta este supusă unei stări uniforme de solicitare. Distanţa dintre punctele între care starea de solicitare este constantă va fi denumită „lungimea de egală solicitare" şi notată cu l. O comparaţie, din acest punct de vedere, între procedeele existente şi procedeul propus este prezentată în figurile 1A...1D. La procedeele prin întindere centrică şi prin torsiune, lungimea de egală solicitare $l \neq 0$ şi reprezintă practic distanţa dintre punctele de fixare (fig. 1 A şi 1 D). La încovoiere (fig. 1 B) şi la despicare (fig. 1 C) poziţia secţiunii de rupere este impusă

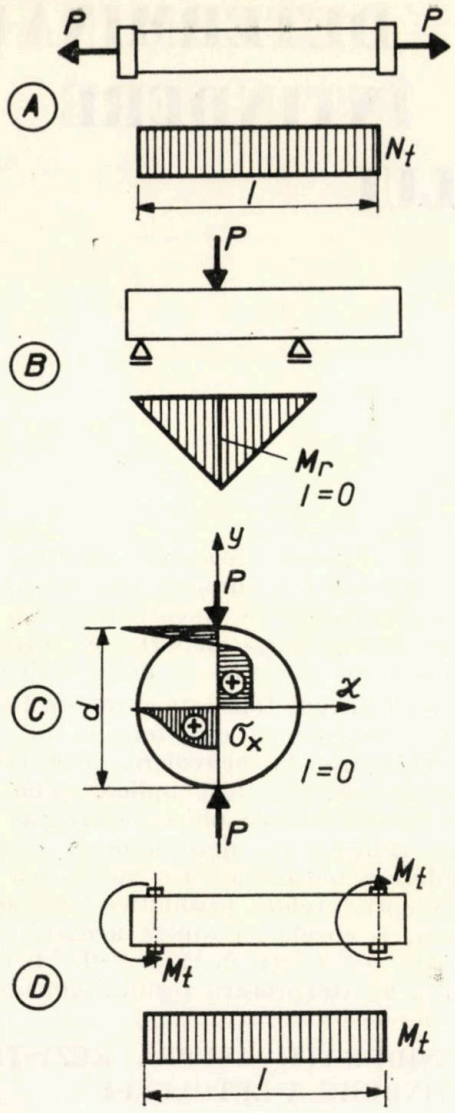


Fig. 1 — Lungimea de egală solicitare. A — întindere centrică; B — încovoiere; C — despicare; D — torsiune.

prin natura solicitării, astfel că $l = 0$. Se observă că la procedeele prin întindere centrică şi prin torsiune există o probabilitate cu mult mai mare ca ruperea să se producă în secţiunea de minimă rezistenţă, decît la încovoiere sau la despicare.

Procedeul prin întindere centrică nu poate fi însă aplicat în practica curentă, în laborator sau pe şantiere. Se ştie că acest procedeu dă împrăştierile cele mai mari [8], [12], este foarte laborios, scump şi necesită o manoperă specială şi maşini de încercat adecvate [4], [8].

2.2. Distribuţia eforturilor unitare de întindere pe secţiunea de rupere diferă de la un procedeu la altul. La încovoiere şi la torsiune eforturile unitare maxime de întindere apar la exteriorul secţiunii de rupere. La despicare (fig. 1 C), ruperea se amorsează din interiorul epruvetei, iar la întindere centrică pe toată secţiunea transversală.

La exteriorul oricărui element de beton există o zonă influenţată de efectul de rupere [4]. Betonul din această zonă (a cărei grosime este egală cu raza medie a agregatelor) are un conţinut mai ridicat în granule cu dimensiuni mici şi fracţiuni fine, precum şi o concentraţie mult mai mare de pastă de ciment. Capacitatea de rezistenţă şi deformaţie a acestui beton este mai mare decît cea a betonului din interior [4], [10].

În cazul elementelor de construcţie întîlnite în practica curentă, eforturile unitare maxime de întindere apar întotdeauna la exteriorul acestora, din zona influenţată de efectul de perete. Stratul de beton care înconjoară armăturile, de care depinde realizarea şi transmiterea eforturilor unitare de aderenţă, este supus, de asemenea, acestei influenţe.

2.3. În cazul solicitărilor la încovoiere şi la torsiune (la care eforturile unitare maxime de întindere apar din zona influenţată de efectul de perete), deformaţiile plastice care apar în urma microfisurării betonului întins (plasticizarea betonului), duc la diferenţe mari între mărimea efortului de rupere, calculată după teoria corpului elastic, şi cea reală, obţinută prin încercări [1], [2]. În cazul solicitărilor la despicare sau la întindere centrică, fenomenul de plasticizare a betonului apare într-o foarte mică măsură şi poate fi neglijat.

Gradul de plasticizare depinde de calitatea betonului. La betoanele inferioare, plasticizarea zonei întinse se produce în întregime, în timp ce betoanele de mărci superioare se comportă elastic pînă la rupere [2]. Pentru încovoiere s-au stabilit relaţii de calcul care ţin cont de plasticizarea parţială a betonului la rupere [2]. În cazul torsiunii se pune, de asemenea, problema stabilirii unei relaţii între momentele de rupere şi rezistenţa la întindere din torsiune, care să ţină cont de influenţa calităţii betonului.

3. REZISTENŢA LA ÎNTINDERE DIN TORSIUNE A BETONULUI

3.1. Procedeul propus prezintă următoarele avantaje:

a. Solicitarea la torsiune este constantă între reazeme. Ruperea epruvetei se va putea produce în secţiunea de minimă rezistenţă, a cărei poziţie este aleatoare în lungul epruvetei.

b. Ruperea prin torsiune se amorsează de la partea exterioară a epruvetei. În acest fel, se ia în considerare şi capacitatea de rezistenţă la întindere a zonei influenţate de efectul de perete.

c. Secţiunea de rupere este oblică, fiind deci mai mare decît secţiunea transversală a epruvetei.

d. Rezistenţa la întindere din torsiune va fi puţin influenţată de eforturile de întindere din contracţie, deoarece secţiunea de rupere este orientată oblic faţă de direcţia acestora.

e. Încercarea se va efectua pe epruvete $10 \times 10 \times 55$ cm, identice cu cele folosite la încovoiere, standardizate în RSR.

f. Momentul de rupere la torsiune al unei epruvete $10 \times 10 \times 55$ cm poate fi produs de un aparat simplu, ieftin și ușor de construit.

3.2. În cazul betonului, relațiile dintre solicitarea exterioară (M_t) și rezistența la întindere din torsiune (R_{tt}) constituie o problemă deschisă, deoarece există încă neconcordanțe între valorile teoretice și rezultatele experimentale. Se consideră că, pe lîngă alți factori, plasticizarea betonului (diferită în funcție de calitatea acestuia) influențează substanțial relațiile dintre M_t și R_{tt}. Relațiile de calcul adoptate în această lucrare, pe care autorul le consideră numai ca o bună aproximație cantitativă a fenomenului fizic, țin cont numai de influența plasticizării betonului. Continuarea cercetărilor în acest domeniu va permite fără îndoială îmbunătățirea acestor relații.

În cazul torsiunii betonului, pentru o secțiune pătrată, vor fi considerate următoarele relații [1]:

a. În stadiul elastic (fig. 2) această relație are expresia:

$$M_{te} = W_{te} R_{tt} = 0{,}208\ b^3 R_{tt} \qquad (1)$$

b. În stadiul plastic, pe baza analogiei grămezii de nisip (fig. 3) vom avea:

$$M_t = W_{tp} R_{tt} = 0{,}333\ b^3 R_{tt} \qquad (2)$$

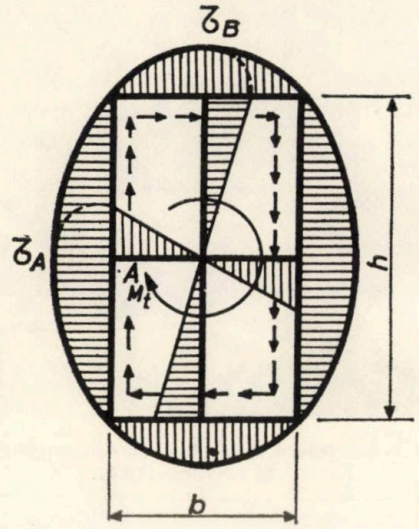


Fig. 2 – Eforturi unitare în stadiul elastic la o secțiune dreptunghiulară supusă la torsiune.

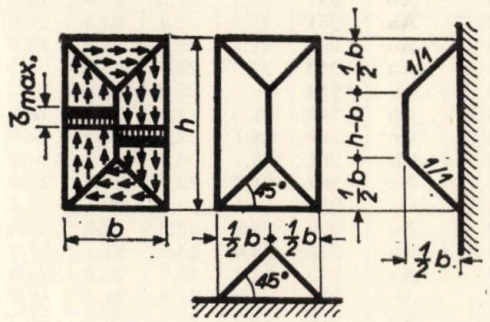


Fig. 3 – Eforturi unitare în stadiul plastic la o secțiune dreptunghiulară supusă la torsiune.

În relațiile (1) și (2) W_{te} și W_{tp} reprezintă modulii de rezistență la torsiune în stadiul elastic, respectiv în stadiul plastic.

Relațiile (1) și (2) exprimă cele două situații extreme ale betonului ideal elastic, respectiv ale betonului ideal plastic. Considerînd betonul B 100 drept ideal plastic și B 1650 drept ideal elastic [2], între aceste două limite se poate scrie o relație de forma:

$$M_t = 0{,}333\ k_t b^3 R_{tt} \qquad (3)$$

în care k_t reprezintă un coeficient care ține cont de marca betonului [1]. Pe această bază se propune și o relație în care marca betonului (R_b) să apară explicit, de forma:

$$M_t = \left[0{,}333 - 0{,}125 \frac{R_b - 100}{1550}\right] b^3 R_{tt} \qquad (4)$$

Din (3) și (4) rezultă valoarea lui k_t în funcție de R_b:

$$k_t = 1{,}0242 - 0{,}000242\ R_b. \qquad (5)$$

Această relație va trebui verificată pe cale experimentală.

4. STUDIUL EXPERIMENTAL

4.1. Partea experimentală a lucrării a constat în încercarea la compresiune, torsiune, încovoiere și despicare a unui număr de 1170 epruvete grupate în 63 serii. Cea mai mare parte a seriilor au fost compuse din cîte patru epruvete. La torsiune s-au făcut două tipuri de încercări: cu $l = 40$ cm și cu $l = 20$ cm. S-a urmărit ca în acest fel să se pună în evidență influența lungimii de egală solicitare asupra valorii rezistenței la întindere și a împrăștierii rezultatelor.

În tabelul 1 sînt prezentate mediile aritmetice ale rezistențelor la compresiune (R_b), la torsiune (R_{tt}^{40} și R_{tt}^{20}), la încovoiere (R_{ti}) și la despicare (R_{tf}^{cil}). Pentru calculul R_{tt}^{40} și R_{tt}^{20} s-a folosit relația (4). R_{ti} s-a calculat după o relație propusă de C. Avram [2], care ține cont de influența calității betonului:

$$M_{ti} = \left[0{,}292 - \frac{R_b - 100}{1550}\right] b h^2 R_{ti}.$$

R_{tf}^{cil} s-a calculat cu relația:

$$R_{tf}^{cil} = \frac{2P}{\pi d L}$$

în care: P reprezintă forța de rupere (kgf); d = diametrul cilindrului, iar L = lungimea cilindrului.

Pentru stabilirea influenței eforturilor locale din reazeme și a distanței minime dintre capătul epruvetei și reazeme, s-au efectuat încercări preliminare asupra unui număr de 58 epruvete prismatice, la care această distanță a fost de 1,5 cm, 3,0 cm și 5,0 cm.

Tabelul 1

Mediile aritmetice ale seriilor de epruvete încercate

Nr.	Vîrsta	Beton tip:	R_b	R_{tt}^{40}	R_{tt}^{20}	R_{ti}	R_{tf}^{cit}
1.	28	Aa	128	11,3	12,6	15,1	11,2
2.	28	Aa	127	13,5	13,4	14,3	14,0
3.	28	Ca	133	13,4	14,4	14,1	15,8
4.	28	Cb	151	12,0	14,2	15,1	10,1
5.	28	Ab	163	15,4	17,7	17,4	15,6
6.	28	Aa	174	18,2	18,3	—	15,5
7.	28	Ca	196	19,2	19,8	19,8	15,7
8.	28	Ca	200	17,8	18,4	16,4	15,0
9.	28	Aa	215	19,8	—	—	20,1
10.	28	Cb	215	17,8	20,0	16,6	17,3
11.	28	Aa	225	19,9	20,8	—	15,1
12.	28	Ab	228	18,9	20,1	18,9	19,5
13.	90	Aa	232	18,1	20,0	19,1	20,8
14.	90	Aa	232	18,6	19,9	19,2	18,7
15.	28	Cb	233	19,1	19,9	18,8	23,8
16.	90	Ac	237	20,3	20,9	17,9	20,5
17.	90	Aa	236	19,8	20,3	19,8	20,9
18.	90	Cc	236	21,4	23,1	17,7	15,7
19.	28	Aa	236	20,1	20,0	19,5	21,6
20.	120	Ac	243	19,9	22,3	20,4	22,4
21.	90	Ab	245	22,4	23,8	22,8	25,4
22.	90	Ab	247	20,0	21,3	21,8	19,2
23.	90	Aa	251	21,9	22,4	22,3	20,0
24.	28	Ab	251	21,7	22,4	24,8	17,8
25.	120	Ab	253	22,6	22,6	23,3	21,5
26.	120	Cb	256	20,6	22,3	23,3	20,3
27.	28	Ab	256	21,0	24,8	25,8	19,9
28.	120	Ac	260	21,1	22,0	23,0	20,0
29.	28	Cb	261	23,7	24,0	—	24,2
30.	90	Aa	262	21,7	22,1	24,2	22,6
31.	120	Cc	268	23,1	23,7	26,1	23,4
32.	120	Ac	270	23,3	22,9	23,0	20,5
33.	120	Aa	272	23,0	24,4	21,7	21,3
34.	120	Aa	275	23,8	24,5	24,8	24,3
35.	120	Ab	276	23,0	24,6	21,3	18,8
36.	90	Ab	276	21,5	22,7	26,7	24,5
37.	90	Ca	277	23,8	25,1	23,1	18,6
38.	28	Ca	280	23,3	24,8	23,9	23,7
39.	28	Aa	280	22,2	24,6	22,4	24,8
40.	28	Aa	294	22,5	23,4	22,9	23,1
41.	28	Aa	298	22,8	24,6	21,5	21,7
42.	90	Ac	298	23,8	25,7	28,3	24,3
43.	90	Cb	301	25,3	26,9	29,4	26,6
44.	90	Ab	302	22,9	24,2	20,3	22,5
45.	90	Ca	303	24,0	24,1	26,9	24,6
46.	90	Ca	313	23,4	26,0	26,0	24,2
47.	90	Ac	314	24,9	26,9	23,0	21,6
48.	90	Ac	325	25,5	27,2	26,1	28,6
49.	120	Cb	332	28,7	28,7	29,9	28,5
50.	90	Aa	430	28,1	29,1	28,9	22,6
51.	90	Ca	343	27,3	27,9	27,7	28,8
52.	90	Ca	349	27,0	28,1	26,2	26,0
53.	90	Ac	352	26,7	27,6	28,1	30,9
54.	90	Cb	363	29,0	30,1	29,1	28,1
55.	90	Cb	370	29,4	30,7	31,7	25,2
56.	90	Cb	376	28,4	29,2	32,5	25,0
57.	90	Ca	382	31,8	34,0	29,3	20,9
58.	120	Aa	390	30,4	32,5	34,8	—
59.	90	Cb	401	31,0	30,7	30,5	32,8
60.	120	Cb	420	34,8	34,6	31,8	28,0
61.	120	Ca	428	35,0	36,7	38,2	35,4
62.	90	Ca	447	34,5	36,9	34,2	43,0
63.	120	Ca	447	37,8	37,4	40,4	34,1

4.2. Compozițiile granulometrice ale betoanelor studiate sînt indicate în tabelul 2. Pentru a evita anumite surse de erori la determinarea rezistențelor mecanice, s-a căutat să nu existe diferențe mari între compozițiile betoanelor, în special în ceea ce privește fracțiunile

Tabelul 2

Nr. crt.	Denumirea	Beton tip:					
		Aa	Ab	Ac	Ca	Cb	Cc
1.	Nisip 0/7	880	810	730	880	880	730
2.	Pietriș 7/15	475	510	550	—	—	—
3.	Pietriș 15/30	475	510	550	—	—	—
4.	Piatră spartă 7/15	—	—	—	475	510	550
5.	Piatră spartă 15/30	—	—	—	475	510	550

fine. Nisipul 0/7 a fost alcătuit din următoarele fracțiuni: 0/1; 1/3; 3/7 în proporțiile: 20% (0/1) + 40% (1/3) + 40% (3/7). Dozajul de ciment (PZ 400) a fost de 375 kg/m³. Raportul *a/c* a fost cuprins între 0,38 și 0,7. Compactarea epruvetelor s-a făcut prin vibrare pe masa vibrantă.

4.3. Confecționarea, păstrarea și încercarea epruvetelor la compresiune, încovoiere și despicare s-au făcut conform STAS 1275—62.

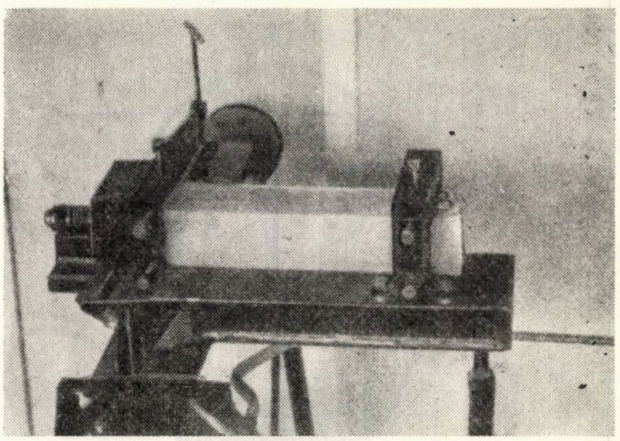


Fig. 4 — Încercarea la torsiune cu dispozitivul de încercare la torsiune (DIT).

Încercarea la torsiune s-a efectuat cu un dispozitiv conceput de autor, denumit „dispozitiv de încercare la torsiune", prescurtat DIT, reprezentat în figurile 4 și 5. Forța necesară producerii momentului de rupere se realizează prin umplerea cu apă a unui recipient etalonat și amplificarea acesteia cu un sistem de pîrghii. Valoarea momentului de rupere poate fi citită direct pe o scară gradată corespunzător, amplasată lîngă un tub de nivel. Alcătuirea DIT rezultă din figura 5. Reazemul mobil se poate roti în jurul axului *9* în momentul în care acționează o forță la capătul pîrghiei *13*. Axul *9* permite, de asemenea, și o deplasare longitu-

dinală a epruvetei în timpul încărcării. Reazemul fix poate ocupa atît poziția cu $l = 40$ cm, din figura 4, cît și poziția cu $l = 20$ cm, în care șuruburile *7* ocupă pozițiile *8*. Fixarea în reazeme are loc prin presarea plăcilor de fixare *4* și *5* pe fețele laterale ale epruvetei. Aceasta se realizează prin strîngerea șuruburilor *6*. Se introduce astfel o stare de compresiune biaxială în zonele de reazem, cu efect favorabil asupra încercării, care micșorează componentele din planul reazemelor ale eforturilor unitare de întindere din torsiune.

4.4. Verificarea experimentală a relației (5) s-a făcut considerînd pentru momentul de rupere determinat experimental (M_t^e) următoarea expresie :

$$M_t^e = 0{,}333\ k_t\ b^3\ R_{tt}. \qquad (6)$$

Pentru momentul în stadiul plastic se consideră relația (2) în care R_{tt} este înlocuit cu R_{tt}^{cil} deoarece încercarea la despicare este puțin influențată de plasticizarea betonului și permite astfel să evidențieze mai bine acest fenomen. Din (2) și (4) rezultă coeficientul de plasticizare parțială, determinat experimental (k_t^e) :

$$k_t^e = \frac{M_t^e}{M_t}. \qquad (7)$$

5. PRELUCRAREA ȘI INTERPRETAREA DATELOR EXPERIMENTALE

5.1. Încercările efectuate au arătat că ruperea la torsiune a epruvetelor prismatice nu se produce în reazeme dacă distanța dintre capătul acesteia și axa reazemului este de cel puțin 5 cm. Din totalul încercărilor la torsiune, atît cu $l = 40$ cm, cît și cu $l = 20$ cm s-a semnalat o singură rupere în reazem.

5.2. Verificarea experimentală a relației (5) s-a făcut pe baza încercării la torsiune a 62 serii de epruvete. Rezultatele obținute sînt prezentate grafic în figura 6. Ecuația curbei experimentale a fost calculată după metoda

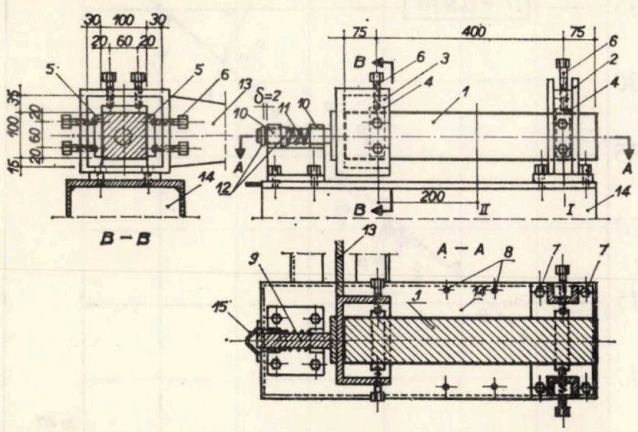


Fig. 5 – Schema DIT. 1. epruvetă de beton; 2. reazem fix; 3. reazem mobil; 4. și 5. plăci de fixare; 6. șuruburi de strîngere; 7. șuruburi de fixare a reazemului; 8. găuri pentru poziția $l = 20$ cm; 9. ax; 10. lagăre; 11. arc; 12. șaibe; 13. pîrghie de încărcare.

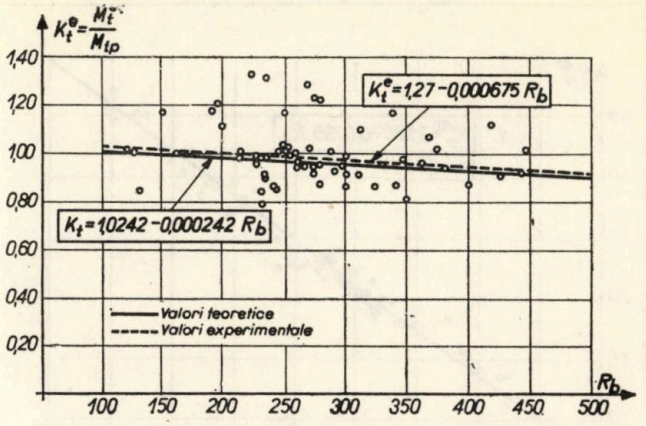


Fig. 6 – Verificarea experimentală a relației dintre M_t și R_{tt}

celor mai mici pătrate. Se observă din figura 6 că cele două curbe, teoretică și experimentală, sînt foarte apropiate. Se consideră că diferența dintre acestea este mică și poate fi atribuită erorilor experimentale.

5.3. Ecuațiile de regresie și coeficienții de corelație pentru datele din tabelul 1 s-au calculat în raport cu R_b și R_{tt}^{40}. Pe baza distribuției rezultatelor experimentale s-a admis o dependență liniară între variabilele aleatoare, în toate cazurile studiate. Calculul ecuațiilor de regresie s-a făcut după metoda celor mai mici pătrate [13], [14]. Coeficientul de corelație (r) s-a calculat cu relația (8) :

$$r = \frac{n \sum xy - (\sum x)(\sum y)}{\sqrt{[n \sum x^2 - (\sum x)^2][n \sum y^2 - (\sum y)^2]}} \qquad (8)$$

în care : n = numărul valorilor considerate;
x, y = valorile în abscisă, respectiv în ordonată ale rezistențelor studiate, la mijlocul intervalelor.

Dreptele de regresie sînt reprezentate în figurile 7...14.

S-au obținut următoarele ecuații de regresie :

$$R_{tt}^{40} = 2{,}520 + 0{,}0736\ R_b \qquad (9)$$

$$R_{tt}^{20} = 3{,}868 + 0{,}0726\ R_b \qquad (10)$$

$$R_{ti} = 3{,}570 + 0{,}0731\ R_b \qquad (11)$$

$$R_{tt}^{cil} = 2{,}830 + 0{,}0716\ R_b \qquad (12)$$

$$R_{ti} = 2{,}606 + 0{,}942\ R_{tt}^{40} \qquad (13)$$

$$R_{tf}^{cil} = 5{,}104 + 0{,}742\ R_{tt}^{40} \qquad (14)$$

Între R_{ti} și R_{tt}^{40} a rezultat : $r = 0{,}916$, iar între R_{tf}^{cil} și R_{tt}^{40} a rezultat : $r = 0{,}841$.

Dreptele de regresie apar grupate (fig. 11) fără ca diferențele dintre rezistențele la întindere studiate să fie prea mari. Acest fapt reprezintă o confirmare a justeții relațiilor de calcul adoptate și, în special, a considerării corecte a influenței plasticizării betonului. Dreptele 1 și 2 (fig. 11) apar aproape paralele. Încercările făcute cu $l = 20$ cm duc la obținerea unor valori mai mari ale rezistențelor la întindere din torsiune decît cele cu $l = 40$ cm. Poziția drep-

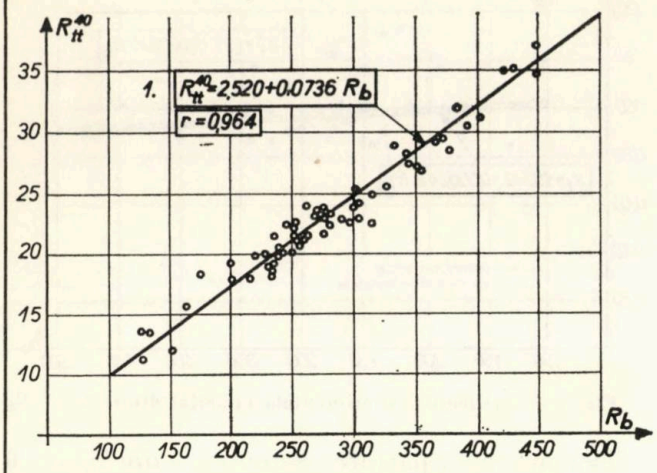


Fig. 7 — Corelația dintre R_{tt}^{40} și R_b

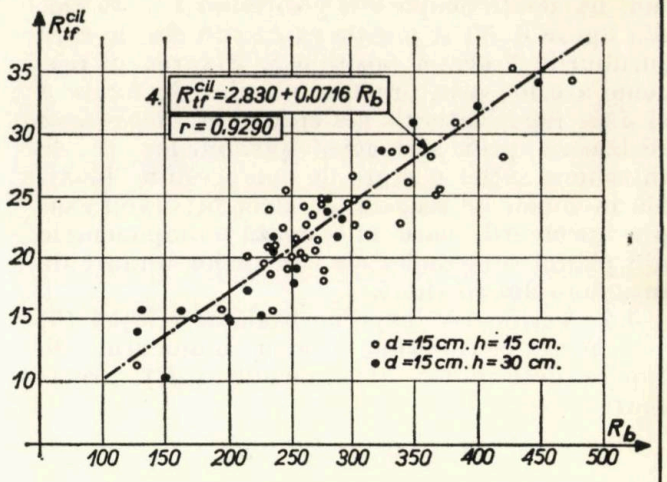


Fig. 10 — Corelația dintre R_{tf}^{cil} și R_b

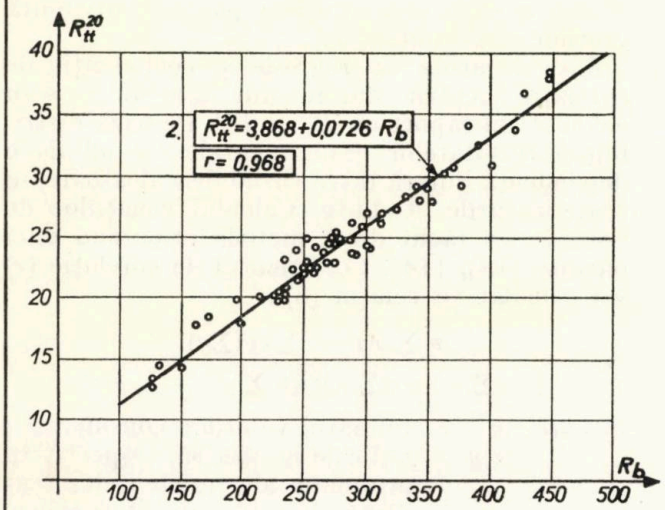


Fig. 8 — Corelația dintre R_{tt}^{20} și R_b

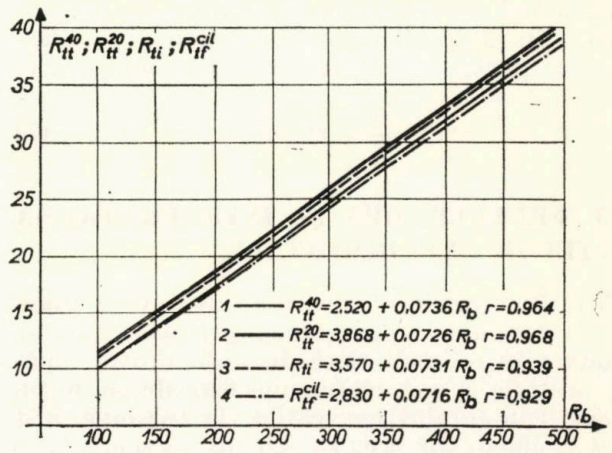


Fig. 11 — Dreptele de regresie și coeficienții de corelație ale rezistențelor la întindere în raport cu R_b

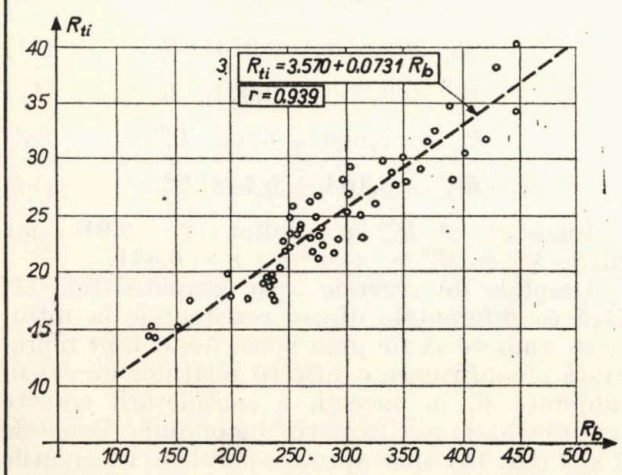


Fig. 9 — Corelația dintre R_{ti} și R_b

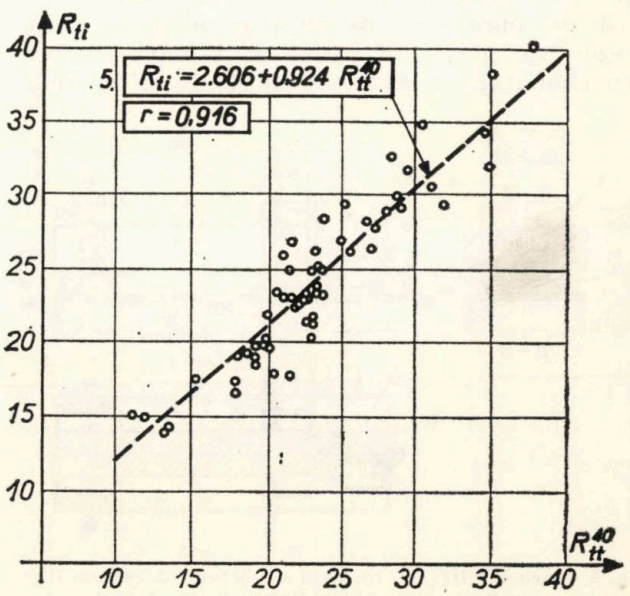


Fig. 12 — Corelația dintre R_{ti} și R_{tt}^{40}

telor 1 și 2 este cea așteptată și concordă cu reprezentările făcute privind influența lungimii de egală solicitare asupra rezistenței la întindere a betonului.

5.4. Mărimea împrăștierilor s-a apreciat pe baza coeficientului de variație (tabelul 3) calculat cu formula (15):

$$C_v\,\% = \frac{s}{\overline{X}}\,100 \qquad (15)$$

în care: s — reprezintă abaterea medie pătratică, iar $\overline{X}$ media aritmetică.

Se consideră că diferențele dintre rezistențele de întindere ale betonului, considerate sub aspectul împrăștierilor și al corelației cu R_b (care are împrăștierile cele mai mici), se datoresc modului diferit în care sînt solicitate epruvetele în cadrul fiecărui procedeu (tabelul 3). Procedeele la care $l = 0$ (încovoiere și despicare) dau împrăștierile cele mai mari și o corelație mai slabă cu R_b. Cele care permit ca un număr mai mare de secțiuni să fie solicitate în mod egal (prin torsiune), la care $l \neq 0$, dau împrăștierile cele mai mici și o bună corelație cu R_b. Lungimea de egală solicitare influențează mărimea împrăștierilor. R_{tt}^{40} are împrăștieri mai mici decît R_{tt}^{20}.

Corelațiile dintre R_{ti}, respectiv R_{tf}^{cil} și R_{tt}^{40} reflectă asemănarea, respectiv deosebirea, dintre modul în care au loc ruperile la întindere ale epruvetelor. Între R_{ti} și R_{tt}^{40} există o corelație mai bună ($r = 0{,}916$) deoarece, atît la încovoiere, cît și la torsiune ruperea se produce de la exteriorul epruvetei, din zona influențată de efectul de perete. În cazul corelației dintre R_{tf}^{cil} și R_{tt}^{40} ($r = 0{,}841$) avem de-a face cu două tipuri de rupere. Spre deosebire de torsiune,

Tabelul 3

Nr. crt.	Denumirea	Rezistențele mecanice				
		R_b	R_{tt}^{40}	R_{tt}^{20}	R_{ti}	R_{tf}^{cil}
1.	Coeficientul mediu de variație C_v %	4,5	4,9	5,3	7,2	7,1
2.	Coeficientul de corelație (r) dintre rezistențele la întindere și R_b	—	0,964	0,968	0,939	0,929
3.	Lungimea de egală solicitare (l) în cm	—	40	20	0	0

la despicare ruperea se amorsează din masa betonului, fără a ține cont de capacitatea de rezistență și deformație a zonei influențate de efectul de perete.

5.5. Momentul de rupere la torsiune poate fi determinat pe baza unei încercări cu $l = 40$ cm (M_t^{40}) sau cu $l = 20$ cm (M_t^{20}). Se consideră că încercarea cu $l = 40$ cm permite o caracterizare mai bună a capacității de rezistență la întindere a betonului. Ținînd cont de relațiile (4) și (5), precum și de legătura dintre R_{tt}^{40} și R_{tt}^{20}, care rezultă prin eliminarea R_b între (9) și (10), se obține:

$$R_{tt} = \frac{M_t^{40}}{0{,}333\ (1{,}0242 - 0{,}000242\ R_b)\ b^3} \qquad (16)$$

$$R_{tt} = \frac{M_t^{20}}{0{,}345\ (1{,}0242 - 0{,}000242\ R_b)\ b^3}. \qquad (17)$$

În cazul în care nu s-au făcut încercări la compresiune, pe baza cărora să se stabilească R_b

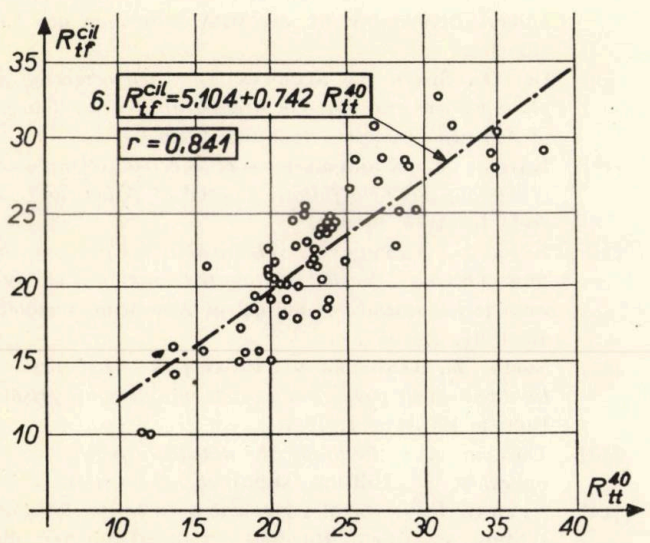


Fig. 13 — Corelația dintre R_{tf}^{cil} și R_{tt}^{40}

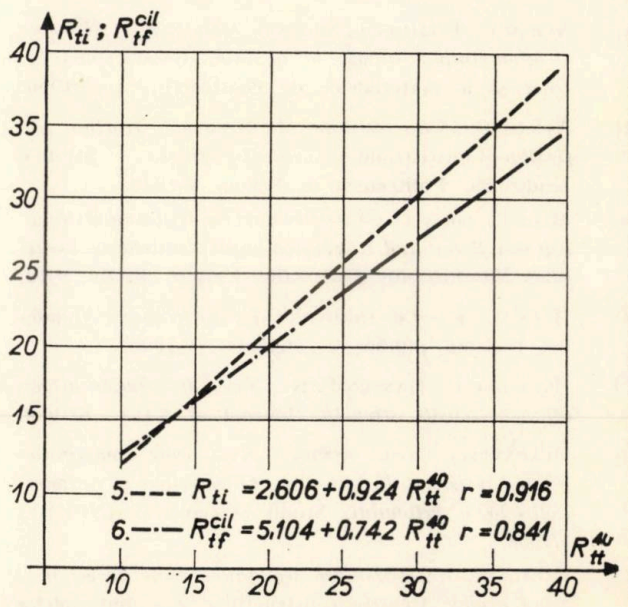


Fig. 14 — Dreptele de regresie și coeficienții de corelație ai R_{ti} și R_{tf}^{cil} în raport cu R_{tt}^{40}

pentru a putea aplica una din relaţiile (16) sau (17), determinarea R_{tt} se va putea efectua cu relaţiile (18) sau (19) de mai jos. Acestea s-au stabilit pe baza corelaţiei foarte bune care există între R_{tt}^{40}, respectiv R_{tt}^{20} şi R_b. Prin eliminarea R_b între (9) şi (16) sau între (10) şi (17) se obţine :

$$R_{tt} = 157 - \sqrt{24.650 - 910 \frac{M_t^{40}}{b^3}} \quad (18)$$

$$R_{tt} = 155 - \sqrt{24.450 - 920 \frac{M_t^{20}}{b^3}} \quad (19)$$

Relaţiile (18) şi (19) pot fi folosite la betoanele obişnuite, cu granulozitatea în domeniul „bun", pentru care sînt valabile ecuaţiile de regresie (9) şi (10).

6. CONCLUZII

Determinarea rezistenţei la întindere a betonului prin încercarea la torsiune a epruvetelor prismatice drepte, de secţiune constantă, prezintă următoarele avantaje :

- solicitarea este constantă în lungul epruvetei, astfel că ruperea se poate produce în secţiunea de minimă rezistenţă ;
- ruperea se amorsează de la partea exterioară a epruvetei, din zona influenţată de efectul de perete, aşa cum apare şi în cazul elementelor de construcţii întîlnite în practică ;
- secţiunea de rupere este oblică, mai mare decît secţiunea transversală, ceea ce permite considerarea pe o suprafaţă mai mare a capacităţii de rezistenţă la întindere a betonului ;
- încercarea este puţin influenţată de eforturile de întindere din contracţie, datorită secţiunii oblice de rupere ;
- pentru turnarea epruvetelor se folosesc tipare standardizate în RSR, care se găsesc în prezent în dotarea tuturor întreprinderilor de execuţie ;
- momentul de rupere la torsiune a unei prisme 10 × 10 × 55 cm este mic şi poate fi dezvoltat de un dispozitiv simplu şi uşor de construit.

Rezultatele cercetării efectuate au arătat că :

★ eforturile locale din reazeme au o influenţă favorabilă, împiedicînd ca ruperea să se producă în aceste zone, dacă distanţa dintre reazem şi capătul epruvetei este de cel puţin 5 cm ;

★ plasticizarea parţială, care apare în cazul torsiunii, este influenţată de marca betonului ;

★ rezistenţele la întindere din torsiune : R_{tt}^{40} şi R_{tt}^{20} prezintă cea mai bună corelaţie cu R_b ;

★ corelaţia dintre R_{ti} şi R_{tt}^{40} este mult mai bună decît cea dintre R_{tf}^{cil} şi R_{tt}^{40} ;

★ procedeele prin torsiune dau cele mai mici împrăştieri, de acelaşi ordin de mărime ca şi ale R_b.

Procedeul propus, prin încercarea la torsiune a epruvetelor prismatice, de secţiune constantă, permite ca determinarea rezistenţei la întindere a betonului să fie făcută direct pe şantiere, folosind un dispozitiv simplu, ieftin şi uşor de confecţionat în orice atelier mecanic.

BIBLIOGRAFIE

[1] Avram C., Filimon I., Seleş L., Crişan R. : *Elemente de beton simplu supuse la torsiune.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, 5—6/1966.

[2] Avram C. : *La résistance du béton à la traction par flexion.* Construzioni in cemento armato — Studi e rendiconti, Politecnico di Milano, 8/1970.

[3] Bach C., Graf O. : *Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Beton und Eisenbeton gegen Verdrehung.* Deutscher Auschuss für Eisenbeton, Heft 16, Berlin, 1912.

[4] Baus R. : *Essai de traction directe sur le béton.* Annales des travaux publics de Belgique, 6/1962.

[5] Bresdorf P., Hansen P. K. : *Stress distribution affects ultimate tensile strength.* Journal of A.C.I., 6/1959.

[6] Drăgănescu Gh., Enescu St. : *Date comparative privind rezistenţa la întindere din încovoiere şi întindere indirectă a betonului.* Studii şi cercetări INCERC, 5/1968.

[7] Făcăoaru I. : *Torsiunea secţiunilor pline de beton şi beton armat.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, 6/1962.

[8] Heilmann Hg., Hilsdorf H., Finsterwalder K. *Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen.* Bericht Nr. 64 der MPA Bauwesen der TH München.

[9] Hsu T., Slate F., Sturman G. : *Microcracking of plain concrete and shape of stress-strain curve.* Journal of American Concrete Institute, 2/1963.

[10] Kaplan M. : *Strain and stress of concrete at initiation of cracking and near failure.* Journal of American Concrete Institute, 6/1963.

[11] Rüsch H., Vigerust G. : *Discussion of a paper by Sven Thaulow. Tensile splitting test and high strength concrete test cylinders.* Journal of American Concrete Institute, 12/1957.

[12] Spelta Z., Kladacek V. : *Effect of the slenderness on the direct tensile strength of concrete cylinders and prisms.* Bulletin RILEM, 12/1966.

[13] Urseanu V. : *Elemente de statistică matematică şi aplicaţiile ei.* Editura ştiinţifică, Bucureşti, 1966.

[14] Yule G., Kendall M. : *Introducere în teoria statistică.* Editura ştiinţifică, Bucureşti, 1966 (traducere din limba engleză).

Considerații asupra limitei de valabilitate a ipotezei concentrării sarcinilor uniform distribuite în nodurile rețelelor de grinzi pentru planșee

Ing. **GABRIEL ADRIAN ȘERB**
M.F.A.

I.

Determinarea eforturilor în rețele de grinzi, prin metoda deformațiilor sau a eforturilor, cere un volum mare de muncă, necesitînd calcule lungi, chiar și în condițiile utilizării procedeelor iterative, din care cauză proiectanții preferă valorile gata calculate [4].

Pentru simplificarea calculelor, se fac în general următoarele ipoteze :

1. Toate sarcinile se consideră concentrate în nodurile rețelei.

2. Influența rigidității la rotire a nodurilor asupra momentelor încovoietoare se poate neglija.

Calculele comparative efectuate de anumiți cercetători au stabilit că eroarea introdusă de ipoteza 2 este de ordinul 1—2%, deci se poate neglija [4]. În lucrările [12] și [2] se arată că, în cazul cînd grinzile de pe cele două direcții au rigidități diferite și încărcări nesimetrice, neglijarea legăturilor de torsiune ar duce la eforturi de calcul, uneori destul de depărtate de cele reale, și se dă o metodă de calcul prin utilizarea alternativă a iteraților pe două sisteme de bază.

Considerarea sarcinilor uniform distribuite ca fiind concentrate în noduri, întîlnită atît în metoda clasică ([1], [2], [4], [6], [7], [10], [11]) cît și în alte procedee [13], introduce o aproximație a cărei influență scade pe măsura creșterii gradului de multiplicitate al rețelei. În cazul considerării unor sarcini care acționează după alte distribuții [5], calculul devine mai laborios. În lucrarea [6], pag. 690, pentru o rețea 4 × 4 cu laturile egale, rezultă (dacă se consideră sarcina concentrată în noduri sau uniform distribuită pe grinzi, ca în cazul rețelelor dese ([8] și [9]), că diferențele între eforturile finale sînt sub 1%. Acest lucru, după cum vom arăta la capitolul V, se explică și prin faptul că la rețele cu același grad de multiplicitate, influența ipotezei 1 este minimă cînd ochiurile rețelei sînt pătrate. În acest caz, chiar și la rețeaua cea mai simplă (2×2), după cum se va arăta la capitolul IV, se obține același rezultat.

În cazul rețelelor de grinzi cu grad redus de multiplicitate, care, în condițiile limitării prin normativele în vigoare a folosirii construcțiilor din beton monolit, intervin cel mai des în practică, pentru rezolvarea unor zone parțiale ale planșeelor unde nu se pot folosi prefabricate, proiectanții folosesc tot tabelele din [4]*. După cum s-a arătat în [16], acest lucru duce, în cazul metodei de calcul la rupere, la supradimensionări în anumite secțiuni și subdimensionări în altele, realizînd, prin utilizarea unor coeficienți de siguranță unici, o structură cu coeficienți de siguranță reali diferiți, mărind uneori prețul de cost în mod nejustificat. În cazul metodei de calcul la stările limită, unde principiile de bază impun necesitatea stabilirii cît mai exacte a eforturilor, calculul rețelelor de grinzi cu grad redus de multiplicitate după [4] este și mai puțin indicat, în condițiile în care se mai întîlnesc pe șantiere cazuri izolate de nerealizare a mărcilor prescrise pentru betoane.

În articolul de față se analizează rețelele cu grad redus de multiplicitate (2 × 2, 2 × 3, 3 × 3, 3 × 4, 3 × 5 și 4 × 4), încărcate cu sarcini uniform distribuite, punîndu-se în evidență gradul de valabilitate al ipotezei 1 și dîndu-se pentru cazurile în care erorile introduse de aceasta sînt mari, formulele pentru dimensionarea corectă. Grinzile se consideră simplu rezemate pe contur și greutatea lor proprie se consideră inclusă în sarcina uniform distribuită pe placă. Distribuția sarcinilor se consideră după suprafețele triunghiulare și trapezoidale aferente, ipoteză care este mult mai apropiată de realitate, fiind acceptată și în cazul plăcilor armate pe două direcții și la planșee cu grinzi principale și secundare. Vom considera că rețeaua de grinzi preia încărcarea plăcilor sub forma reacțiunilor, fără a exista o conlucrare mai intimă între placă și rețea (cazul plăcilor ortotrope).

---

* *Rețelele de grinzi cu grad redus de multiplicitate se întîlnesc și la structuri de rezistență pentru pereții de vapoare și avioane.*

II. SCHEMA DE CALCUL

Pentru o rețea de grinzi (fig. 1), se consideră fiecare grindă separat, ca o grindă continuă cu mai multe deschideri, independentă de celelalte (fig. 2 și fig. 3), cu încărcarea aferentă, avînd cedări de reazeme compatibile cu legăturile din schema inițială.

La reazemele grinzilor provenind din aceleași noduri ale rețelei, cedările de reazem sînt egale.

Datorită simetriei, nodurile cu aceeași situație ca încărcare și poziție în rețeaua de bază vor avea săgețile și deci cedările de reazem corespunzătoare la grinzile continue, egale.

Conform ipotezei 2 de la capitolul I, se știe că legăturile reale dintre grinzile de pe cele două direcții ale rețelei pot fi asimilate cu legături de tipul unor reazeme simple bilaterale. Din această cauză și deoarece în nodurile rețelei nu există sarcini concentrate, este necesar ca suma reacțiilor de pe cele două grinzi continue, care se intersectează într-un nod oarecare al rețelei, să fie nulă.

Pentru încărcarea exterioară și pentru fiecare deplasare caracterizată de un singur parametru, prin metoda reducerii nodurilor ([14] și [15]), s-au determinat momentele pe grinzile continue, prin suprapunerea efectelor, obținîndu-se valorile din fig. 2 și fig. 3.

Cunoscînd momentele s-au determinat forțele tăietoare și reacțiile în toate reazemele, pentru grinzile rețelelor analizate (fig. 4 — fig. 9).

Pentru un tip de rețea, punînd condiția de anulare reciprocă a reacțiilor în fiecare nod al ei, se obține un sistem de ecuații liniare, avînd ca necunoscute săgețile.

Determinînd săgețile și introducînd valorile lor în relațiile din fig. 2 și fig. 3 se obțin valorile momentelor.

Sarcinile acționînd distribuit la grinzile cu număr impar de deschideri, momentele maxime se găsesc între nodurile centrale în cîmpuri.

Toate calculele, inclusiv verificarea soluțiilor obținute pentru sistemele de ecuații, s-au executat cu mașina de calculat.

În fig. 1, 2, 3, în calculele și tabelele din capitolul IV s-au utilizat notațiile principale și auxiliare din capitolul III.

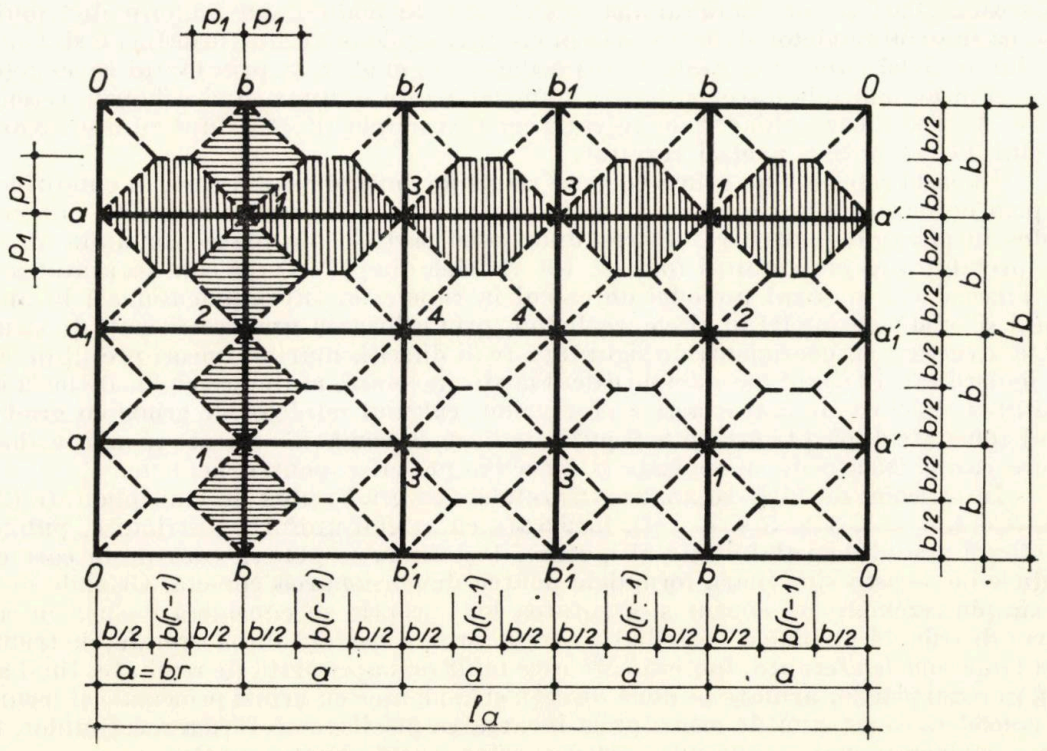
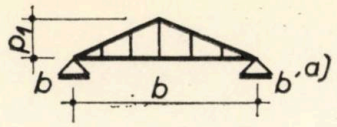
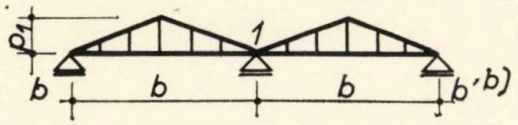


Fig. 1

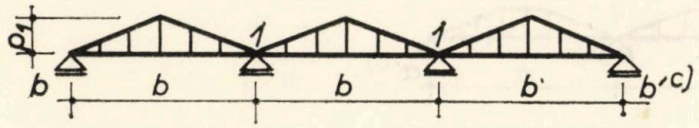


$R_{ob} = 0{,}25\ p_1 b$

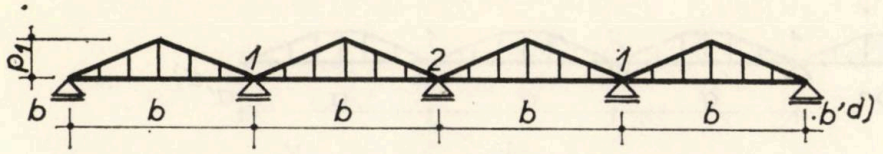
$M_{max} = 0{,}083333\ p_1 b^2$



$M_{b_1} = 0{,}078120\ p_1 b^2 - V_1$

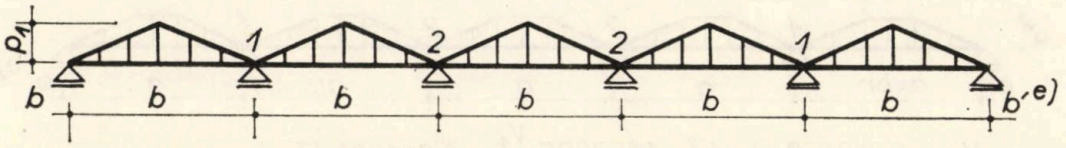


$M_{b_1} = 0{,}062500\ p_1 b^2 - 0{,}400\ V_1$



$M_{b_1} = 0{,}066965\ p_1 b^2 - 1{,}428572\ V_1 + 0{,}857144\ V_2$

$M_{b_2} = 0{,}044645\ p_1 b^2 + 1{,}714286\ V_1 - 1{,}428572\ V_2$



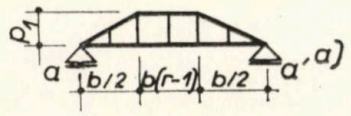
$M_{b_1} = 0{,}065790\ p_1 b^2 - 1{,}157895\ V_1 + 0{,}631580\ V_2$

$M_{b_2} = 0{,}049345\ p_1 b^2 + 0{,}0631580\ V_1 - 0{,}526317\ V_2$

Fig. 2

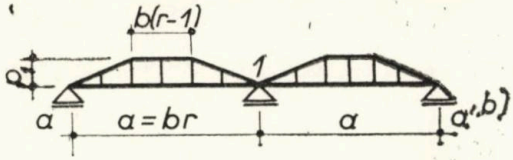
III. NOTAȚII

$0, 0', a, a', a_1, a_1', b, b', \ldots,$	— nodurile exterioare;
$1, 2, 3, 4, \ldots,$	— nodurile interioare avînd aceleaşi săgeţi;
b şi $a = b \cdot r$	— dimensiunile ochiurilor reţelei;
l_a, l_b	— dimensiunile generale ale reţelei,
$n = l_a/l_b \leqslant 1{,}5 \ldots\ldots,$	pentru ca grinzile lungi să participe la preluarea momentelor în mod economic;
v_i	— săgeata nodului i;
R_{ai}, R_{bi}	— reacţiunile pe grinzile a şi b în nodul i;
M_{ai}, M_{bi}	— momentele pe grinzile a şi b în i, calculate după metoda propusă;

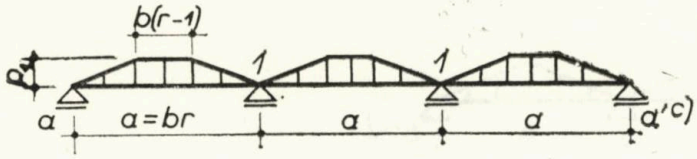


$$R_{oa} = 0{,}25\, p_1 b\,(2r-1)$$

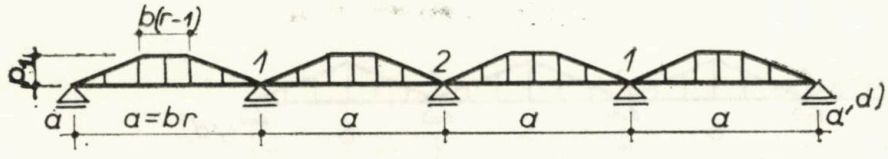
$$M_{max} = 0{,}041666\,(3r^2-1)\,p_1 b^2$$



$$M_{a1} = 0{,}015600\, R_{p_1} b^2 - \frac{V_1}{r^2}$$

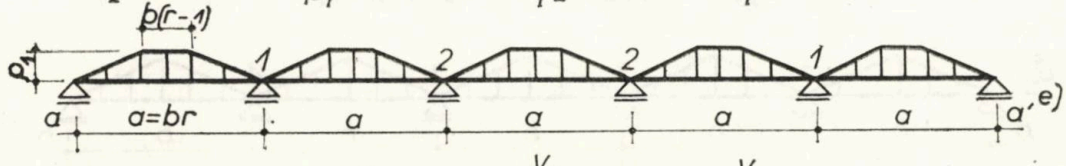


$$M_{a1} = 0{,}0125\, R_{p_1} b^2 - 0{,}400\, \frac{V_1}{r^2}$$



$$M_{a1} = 0{,}013393\, R_{p_1} b^2 - 1{,}428572\, \frac{V_1}{r^2} + 0{,}857144\, \frac{V_2}{r^2}$$

$$M_{a2} = 0{,}008929\, R_{p_1} b^2 + 1{,}714286\, \frac{V_1}{r^2} - 1{,}428572\, \frac{V_2}{r^2}$$



$$M_{a1} = 0{,}013158\, R_{p_1} b^2 - 1{,}157895\, \frac{V_1}{r^2} + 0{,}631580\, \frac{V_2}{r^2}$$

$$M_{a2} = 0{,}009869\, R_{p_1} b^2 + 0{,}631580\, \frac{V_1}{r^2} - 0{,}526317\, \frac{V_2}{r^2}$$

Fig. 3

I — momentul de inerţie al grinzilor;

p — sarcina uniform distribuită pe placă;

$p_1 = p \cdot b$; $i_b = I/b$; $i_a = I/a = i_b/r$;

$V_i = \dfrac{3 i_b v_i}{b}$; $R = \dfrac{8r^3 - 4r + 1}{r}$; $R' = \dfrac{R}{r} + 5$;

M^c_{ai}, M^c_{bi} — momente care rezultă din [4] prin înlocuirea $Pl_b = (rl_b/b) \cdot p_1 b^2$, după metoda clasică;

$C_a = M_{ai}/M^c_{ai}$; $C_b = M_{bi}/M^c_{bi}$ (în %) — indici de comparaţie între rezultatele care se obţin prin metoda propusă şi cele care se obţin prin metoda clasică.

IV. CALCULUL EFORTURILOR

Pentru tipurile de rețele analizate, s-au dat pentru toate valorile lui r care satisfac condiția $n \leqslant 1{,}5$, direct sistemele de ecuații pentru săgețile transformatoare V_i și soluțiile lor. În tabelele 1—6 s-au dat valorile finale ale momentelor care se obțin prin cele două metode și indicii de comparație între ele. La grinzile cu număr impar de deschideri, la momentele care se obțin pe reazemele centrale prin metoda propusă, s-au adunat și momentele de la grinzile simplu rezemate cu o deschidere, pentru a obține momentele maxime.

A. Cazul 2 × 2 casete (fig. 4)

Se obține ecuația:

$$\left(1 + \frac{1}{r^3}\right) V_1 - (0{,}5\, r + 0{,}015600\, R')\, p_1 b^2 = 0,$$

cu soluția:

$$V_1 = \frac{(0{,}5\, r + 0{,}015600\, R')}{1 + r^3} \cdot r^3 p_1 b^2$$

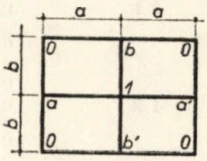


Fig. 4

Valorile momentelor sînt trecute în tabelul 1.

Tabelul 1

r	M_{b1}/p_1b^2	M^c_{b1}/p_1b^2	$C_b(\%)$	M_{a1}/p_1b^2	M^c_{a1}/p_1b^2	$C_a(\%)$
1,0	0,250000	0,250000	100	0,250000	0,250000	100
1,1	0,333821	0,314600	106,1	0,237681	0,259600	91,5
1,2	0,421614	0,379200	111,1	0,213918	0,264000	81,0
1,3	0,507015	0,447200	113,3	0,185722	0,262600	70,7
1,4	0,593298	0,512400	115,7	0,149210	0,263200	56,5
1,5	0,678290	0,579000	117,1	0,107383	0,255000	42,1

B. Cazul 2 × 3 casete (fig. 5)

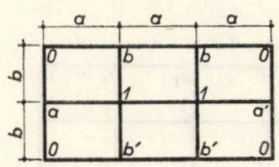


Fig. 5

Se obține ecuația:

$$1{,}2\ V_1 - 0{,}609370\ p_1\, b^2 = 0, \text{ cu soluția:}$$

$$V_1 = 0{,}507816\ p_1 b^2$$

Valorile momentelor sînt trecute în tabelul 2.

Tabelul 2

r	M_{b1}/p_1b^2	$M^c_{b1}b^2{}_1/p$	$Cb(\%)$	M_{a1}/p_1b^2	M^c_{a1}/p_1b^2	$C_a(\%)$
1,0	0,429696	0,416000	103,2	0,140626 0,083333 0,223959	0,166000	134,9

C. Cazul 3 × 3 casete (fig. 6)

Se obține ecuația:

$$0{,}400\left(1 + \frac{1}{r^3}\right) V_1 - (r + 0{,}012500\, R')\, p_1 b^2 = 0$$

cu soluția:

$$V_1 = \frac{(r + 0{,}012500\, R')}{0{,}400\ (1 + r^3)} \cdot r^3 p_1 b^2$$

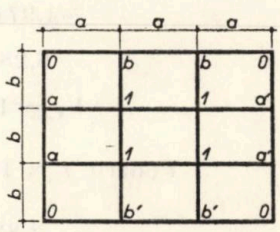


Fig. 6

Valorile momentelor sînt trecute în tabelul 3.

Tabelul 3

r	M_{b1}/p_1b^2	M^c_{b1}/p_1b^2	$C_b(\%)$	M_{a1}/p_1b^2	M^c_{a1}/p_1b^2	$C_a(\%)$
1,0	0,500000 0,083333 0,583333	0,500000	116,6	0,500000 0,083333 0,583333	0,500000	116,6
1,1	0,644030 0,083333 0,727363	0,627000	116,0	0,501546 0,109581 0,611127	0,518100	117,9
1,2	0,793511 0,083333 0,876844	0,756000	115,9	0,487786 0,138331 0,626117	0,532800	117,5
1,3	0,941806 0,083333 1,025139	0,893100	114,7	0,465645 0,169580 0,635225	0,526500	120,6
1,4	1,090478 0,083333 1,173811	1,024800	114,5	0,432811 0,203746 0,636577	0,525000	121,2
1,5	1,237144 0,083333 1,320474	1,156500	114,1	0,394284 0,239579 0,633863	0,513000	123,5

Creşterea neuniformă a lui C_a se explică prin faptul că în [4] calculul s-a făcut numai cu trei zecimale.

D. **Cazul 3 × 4 casete** (fig. 7)

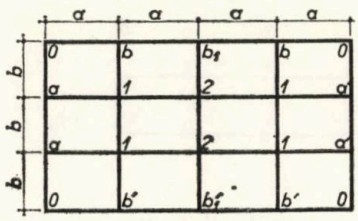


Fig. 7

Se obţine sistemul :

$$-\left(4{,}571430\,\frac{1}{r^3}+0{,}400\right)V_1+3{,}142860\;V_2+\left(0{,}062500+r+0{,}017857\frac{R}{r}\right)p_1b^2=0$$

$$+\,6{,}285716\,\frac{1}{r^3}\,V_1-\left(4{,}571432\,\frac{1}{r^3}+0{,}400\right)V_2+\left(0{,}062500+r-0{,}008928\,\frac{R}{r}\right)p_1b^2=0$$

Pentru $r = 1{,}0$ se obţine :

$$-4{,}971430\;V_1+3{,}142860\;V_2+1{,}151785\;p_1b^2=0$$

$$+\,6{,}285732\;V_1-4{,}971426\;V_2+1{,}017860\,p_1\,b^2=0,\text{ cu soluţia :}$$

$$V_1=1{,}798163\;p_1b^2\text{ şi }V_2=2{,}477883\;p_1b^2$$

Pentru $r = 1{,}1$ se obţine

$$-\;3{,}834583\;V_1+2{,}361277\;V_2+1{,}269464\;p_1b^2=0$$

$$+\,4{,}722551\;V_1-3{,}834583\;V_2+1{,}215979\,p_1\,b^2=0,\text{ cu soluţia :}$$

$$V_1=2{,}178317\;p_1b^2\text{ şi }V_2=2{,}999846\;p_1b^2$$

Valorile finale ale eforturilor s-au trecut în tabelul 4.

Tabelul 4

r	i	M_{bi}/p_1b^2	M^c_{bi}/p_1b^2	$C_b(\%)$	M_{ai}/p_1b^2	M^c_{ai}/p_1b^2	$C_a(\%)$
1,0	1	0,656765 0,083333 0,740098	0,654000	113,1	0,377938	0,393000	96,1
1,0	2	0,928633 0,083333 1,011966	0,909000	113,3	0,412625	0,441000	93,5
1,1	1	0,808826 0,083333 0,892159	0,768900	116,0	0,358586	0,382800	93,6
1,1	2	1,137438 0,083333 1,220771	1,059300	115,2	0,396736	0,603900*	65,6*

E. Cazul 3 × 5 casete (fig. 8)

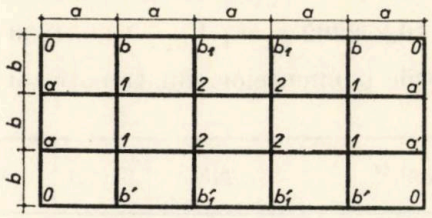


Fig. 8

Pentru $r = 1{,}0$ se obține sistemul:

$$-3{,}347370\ V_1 + 1{,}789477\ V_2 + 1{,}144735\ p_1b^2 = 0$$

$$+1{,}789475\ V_1 - 1{,}559477\ V_2 + 1{,}046055\ p_1b^2 = 0,\ \text{cu soluția:}$$

$$V_1 = 1{,}824400\ p_1b^2 \text{ și } V_2 = 2{,}757585\ p_1b^2$$

Valorile momentelor s-au trecut în tabelul 5.

Tabelul 5

i	M_{bi}/p_1b^2	M^c_{bi}/p_1b^2	$C_b(\%)$	M_{ai}/p_1b^2	M^c_{ai}/p_1b^2	$C_a(\%)$
1	0,667260 0,083333 0,750593	0,663000	113,2	0,305038 0,083333 0,388371	0,315000	123,3
2	1,040534 0,083333 1,123867	1,020000	110,1	0,249763 0,083333 0,333096	0,294000	113,2

F. Cazul 4 × 4 casete (fig. 9)

Condiția pentru n duce la $r = 1{,}0 \ldots 1{,}5$

Sistemul general este:

$$-4{,}571430\left(1+\frac{1}{r^3}\right)V_1 + 3{,}142860\ V_2 + 3{,}142860\cdot\frac{1}{r^3}V_3 +$$

$$+\left(0{,}089285 + r + 0{,}017857\frac{R}{r}\right)p_1b^2 = 0$$

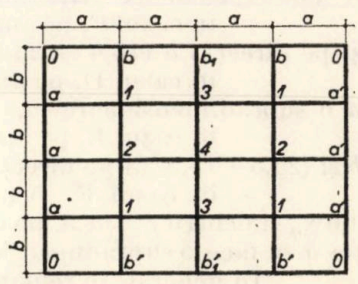


Fig. 9

* M^c_{a2} este greșit calculat în [4]; valoarea corectă este 0,410170 p_1b^2, pentru care C_a = 96,7 % în loc de 65,6%.

$$+6{,}285716\ V_1 - 4{,}571430\left(1+\frac{1}{r^3}\right)V_2 + 3{,}142860\cdot\frac{1}{r^3}V_4 +$$

$$+\left(-0{,}044640 + r + 0{,}017857\,\frac{R}{r}\right)p_1 b^2 = 0$$

$$+6{,}285716\cdot\frac{1}{r^3}\ V_1 - 4{,}571430\left(1+\frac{1}{r^3}\right)V_3 + 3{,}142860\ V_4 +$$

$$+\left(0{,}089285 + r - 0{,}008928\,\frac{R}{r}\right)p_1 b^2 = 0$$

$$+6{,}285716\cdot\frac{1}{r^3}\ V_2 + 6{,}285716\ V_3 - 4{,}571432\left(1+\frac{1}{r^3}\right)V_4 +$$

$$+\left(-0{,}044640 + r + 0{,}008948\,\frac{R}{r}\right)p_1 b^2 = 0$$

Soluția sistemului pentru $r = 1{,}0$ este :

$$V_1 = 3{,}152147\ p_1 b^2;\ V_2 = V_3 = 4{,}397441\ p_1 b^2;\ V_4 = 6{,}155849\ p_1 b^2$$

Valorile finale ale eforturilor, trecute în tabelul 6, fiind aproape egale cu cele din [4], s-a trecut direct la $r = 1{,}5$, pentru care soluția sistemului este :

$V_1 = 7{,}310960\ p_1 b^2$; $V_2 = 10{,}252292\ p_1 b^2$; $V_3 = 10{,}054230\ p_1 b^2$ și $V_4 = 14{,}147130\ p_1 b^2$.

Pentru acestea, valorile momentelor sînt trecute tot în tabelul 6.

Tabelul 6

r	$a_k(b)_k$	i	$M_{bki}/p_1 b^2$	$M^e_{bki}/p_1 b^2$	C_b(%)	$M_{aki}/p_1 b^2$	$M^e_{aki}p_1/b^2$	C_a(%)
1,0	a (b)	1	0,669902	0,664000	100,8	0,669902	0,664000	100,8
1,0	a (b)	2	0,833689	0,828000*	100,6	—	—	—
1,0	a (b)	3	—	—	—	0,833689	0,828000*	100,6
1,0	a_1 (b_1)	2	—	—	—	0,938649	0,920000	102,2
1,0	a_1 (b_1)	3	0,938649	0,920000	102,2	—	—	—
1,0	a_1 (b_1)	4	1,210957	1,168000*	103,6	1,210957	1,168000*	103,6
1,5	a (b)	1	1,589579	1,512000	105,1	0,615218	0,720000	85,4
1,5	a (b)	2	1,955355	1,962000	99,6	—	—	—
1,5	a (b)	3	—	—	—	0,682417	0,780000	87,4
1,5	a_1 (b_1)	2	—	—	—	0,923573	1,008000	91,6
1,5	a_1 (b_1)	3	2,170079	2,082000	104,2	—	—	—
1,5	a_1 (b_1)	4	2,929783	2,760000	106,1	1,040080	1,122000	92,6

V. CONCLUZII

Din analiza datelor din tabelele 1, 2, 3, 4, 5 și 6 rezultă că ipoteza 1 [4] duce la eforturi diferite de cele care se obțin luînd în considerare modul real de acțiune al sarcinilor prezentate în lucrarea de față, astfel :

— în cazul A, pe direcția b se face o subdimensionare (0—17,1 %), iar pe direcția a o supradimensionare (0—67,9 %) ;

— în cazul B, pe direcția b diferența 3,2 % este neglijabilă, iar pe direcția a se face o subdimensionare (34,9 %) ;

— în cazul C, pe ambele direcții se fac subdimensionări, pe direcția a (16,6—14,1 %) și pe direcția b (16,6 — 23,5 %) ;

— în cazul D, pe direcția b se face o subdimensionare (13,1—16,0 %), iar pe direcția a o supradimensionare (3,3—6,4 %) ;

— în cazul E, pe ambele direcții se fac subdimensionări : (13,2—10,1 %) pe direcția b și (23,3—13,2 %) pe direcția a ;

— în cazul F, pentru $r = 1{,}0$ dimensionarea este corectă, diferențele fiind sub 3,6 %, și pentru $r = 1{,}5$, pe direcția b se face o ușoară subdimensionare (6,1 %), iar pe direcția a se face o supradimensionare (7,4—14,6 %).

În general, se remarcă faptul că, la rețele cu același grad de multiplicitate, erorile cele mai mici se obțin pentru $r = 1{,}0$; pe direcția b se fac în toate cazurile subdimensionări

* În [6], pag. 690 se obțin valori apropiate : 1,172 și 0,828

iar pe direcţia *a* se fac supradimensionări, pentru cazurile cu număr par de deschideri, şi subdimensionări în celelalte situaţii.

Din punct de vedere al proiectării se desprind următoarele concluzii :

1) În cazul reţelelor de grinzi cu grad redus de multiplicitate (2×2, 2×3, 3×3, 3×4, 3×5 şi 4×4) este necesar să se folosească pentru dimensionare valorile eforturilor exacte, în locul celor din [4].

2) Pentru alte tipuri de încărcări simetrice, pentru dimensionare se pot folosi sistemele de ecuaţii de la încărcarea uniform distribuită, recalculînd numai termenii liberi din ecuaţii.

3) Pentru reţele de grinzi mai mari decît 4×4, se pot folosi valorile din [4] pentru eforturi.

BIBLIOGRAFIE

[1] Agent R. : *Metoda aproximaţiilor succesive*, pag. 287—305. Editura de stat pentru arhitectură şi construcţii, Bucureşti, 1955.

[2] Agent R. : *Sisteme reticulare nedeterminate*, pag. 629—640 şi 515—528. Editura tehnică, Bucureşti, 1970.

[3] Bares R. şi Massonnet C. : *Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes selon la méthode Guyon-Massonnet-Bares*. SNTL-Praga et Dunod-Paris, 1967.

[4] Cireşanu P. : *Calculul reţelelor de grinzi în casete*. Editura tehnică, Bucureşti, 1960.

[5] Filin A., Greben E. : *Rascet mnogocratno staticeschi neopredelimîh sistem pri pomoşci ortonormirovannîh funcţii*, pag. 293—319. Isledovania po teorii soorujenii, Gosstroiizdat, Moscova, 1959.

[6] Gheorghiu Al. : *Statica construcţiilor*, vol. II, pag. 683—698. Editura tehnică, Bucureşti, 1960.

[7] Hangan M. : *Construcţii de beton armat*, pag. 164—174. Editura tehnică, Bucureşti, 1963.

[8] Levanov N., Suvorcin D. : *Jelezobetonnîe construcţii*, pag. 365—367. Izdatelstvo Vîsşaia şcola, Moscova, 1955.

[9] Linovici E., Linovici L. : *Rascet i constructirovanie ciastei grajdanschih zdanii*, pag. 476—479. Gosudarstvennoe izdatelstvo literaturî po stroitelstvu i arhitecture S.S.S.R., Kiev, 1959.

[10] Mihul A. : *Construcţii de beton armat*, pag. 222—233. Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1969.

[11] Soare M. : *Plăci plane. Manual pentru calculul construcţiilor*, pag. 656—664. Editura tehnică, Bucureşti, 1969.

[12] Onu G. : *Asupra calculului reţelelor de grinzi prin iteraţie*. Studii şi cercetări de mecanică aplicată, nr. 6, 1967.

[13] Scarlat A., Nedelcu D., Rădulescu I. : *Ecuaţii tip pentru rezolvarea reţelelor rezemate pe patru laturi fără torsiuni*. Buletinul ştiinţific al Institutului de construcţii Bucureşti, nr. 3, 1969.

[14] Şerb G. A. : *Rezolvarea structurilor static nedeterminate prin metoda reducerii nodurilor*. Sesiunea ştiinţifică jubiliară 1950—1970 INCERC, pag. 53—64, Comunicări ale invitaţilor la Sesiunea ştiinţifică INCERC, Bucureşti, 16 aprilie 1971.

[15] Şerb G. A.: *Calculul structurilor static nedeterminate prin metoda reducerii nodurilor*. Buletinul tehnic (organ al MFA) nr. 2, 1971.

[16] Şerb G. A. : *Calculul reţelelor de grinzi în casete, ţinînd cont de modul real de acţiune a sarcinilor*. Sesiunea tehnico-ştiinţifică a D.C.C.T., Bucureşti, 21 decembrie 1965.

(Continuare din pag. 6)

în lumina noilor prescripţii de calcul.

— Calculul şi proiectarea diferitelor elemente şi structuri de beton, beton armat şi beton precomprimat.

— Direcţii noi de cercetare privind perfecţionarea metodelor de calcul a elementelor şi structurilor de beton armat.

Tema II: Calitatea materialelor şi execuţiei lucrărilor şi influenţa lor asupra siguranţei construcţiilor

— Variabilitatea caracteristicilor mecanice ale betonului şi analiza factorilor care o influenţează.

— Variabilitatea caracteristicilor mecanice ale oţelurilor de armătură pentru beton armat şi beton precomprimat.

— Date experimentale. Prelucrarea şi interpretarea lor.

— Noţiunea de rezistenţă caracteristică : legătura cu metodele de dimensionare.

— Influenţa erorilor de execuţie asupra capacităţii portante a elementelor şi structurilor.

— Problema toleranţei şi siguranţei construcţiilor de beton.

— Factorii care influenţează durabilitatea lucrărilor de beton sau comportarea corespunzătoare în exploatare.

— Aspecte ale activităţii controlului de calitate şi criterii pentru stabilirea exigenţelor.

— Defecte şi avarii apărute la lucrări de beton (defecţiuni de rezistenţă şi compactitate ale betonului, calitatea elementelor prefabricate, defecte în realizarea îmbinărilor şi protecţia armăturilor, defecte privind precomprimarea şi injectarea canalelor de armături etc.).

— Concluzii pentru prevenirea şi reducerea defectelor şi a consecinţelor asupra calităţii şi siguranţei construcţiilor.

Tematica pentru Simpozion

„Probleme generale ale siguranţei şi unificării metodelor de calcul al elementelor şi structurilor de construcţii"

— Noţiunea de siguranţă — fiabilitate.

— Nivelul de siguranţă în construcţii — baze teoretice, metode de stabilire a siguranţei, rezerve de siguranţă.

— Evaluarea gradului de risc. Consecinţele avariilor şi degradărilor.

— Concepţia generală a structurilor din punct de vedere al siguranţei.

— Influenţa încărcărilor. Posibilităţi de suprasolicitare a construcţiilor în exploatare. Problema încărcărilor excepţionale — catastrofale.

— Durabilitatea — criteriu de siguranţă în exploatare.

— Principii generale de proiectare şi execuţie a elementelor şi structurilor.

— Determinarea valorilor de calcul ale secţiunilor şi grupările de acţiuni.

— Ipoteze privind determinarea solicitărilor. Analiza diferitelor stadii de solicitare.

— Caracteristicile materialelor şi determinarea valorilor de calcul.

CERCETĂRI PRIVIND FUNDAREA PE LOESSURI ȘI PĂMÎNTURI LOESSOIDE ÎN R.S.R.

Dr. ing. **GH. DIMA**, ing. **R. SBENGHE** și ing. **I. NEACȘU**

INCERC — București

Cercetările efectuate în țara noastră în ultimii 10—15 ani, precum și experiența acumulată în proiectare și execuție au permis o îmbunătățire a metodelor de fundare pe loessuri și pămînturi loessoide și totodată au creat condițiile pentru completarea și revizuirea periodică a normelor privitoare la fundarea pe aceste pămînturi.

Cu toate progresele realizate, fundarea construcțiilor pe loessuri a rămas încă o problemă deschisă, căreia i se acordă și în prezent cea mai mare atenție, atît din partea cercurilor de specialitate, cît și din partea organelor de partid și de stat din țara noastră.

Situația se explică prin faptul că multe din aspectele problemei nu și-au găsit încă rezolvare la nivelul impus de exigențele actuale din domeniul construcțiilor, în special în ceea ce privește costul, posibilitățile de realizare și siguranța în exploatare.

Avînd în vedere că volumul de construcții civile și industriale amplasate în zone cu loessuri și pămînturi loessoide este în continuă creștere, se înțelege că necesitatea clarificării aspectelor încă nelămurite, se pune cu și mai multă acuitate impunîndu-se trecerea la acțiuni cu caracter mai concret, cu rezultate de aplicabilitate practică imediată.

O asemenea acțiune a fost inițiată de INCERC în 1967, cînd s-a elaborat un program complex de cercetare la care au colaborat și au adus o contribuție substanțială instituții și întreprinderi cu experiență în problemă, cum sînt: catedra de specialitate de la Institutul de construcții București, institute centrale de cercetare și proiectare (ISART, ISCIFGA, IPACH ș.a.), precum și unități de proiectare și întreprinderi de execuție locale (I.P.J. și T.C. Galați, Iași, Constanța, I.P.B. etc.).

Prin realizarea acestui program s-a urmărit depășirea stadiului de cunoștințe din acel moment și punerea la îndemîna proiectanților și executanților a unor date noi, care să ușureze orientarea lor în alegerea soluțiilor de fundare, să mărească încrederea în aceste soluții, să înlăture, în cît mai mare măsură riscul producerii unor degradări ale construcțiilor, toate acestea în condiții economice favorabile.

Cercetări de teren privind comportarea loessurilor la încărcare-umezire și diferențierea lor pe zone caracteristice

Unul dintre obiectivele importante ale programului complex de cercetări l-a constituit cunoașterea proprietăților de deformație ale loessurilor și pămînturilor din diferitele zone caracteristice din țară și diferențierea acestor pămînturi după comportarea lor reală la încărcare sub umezire.

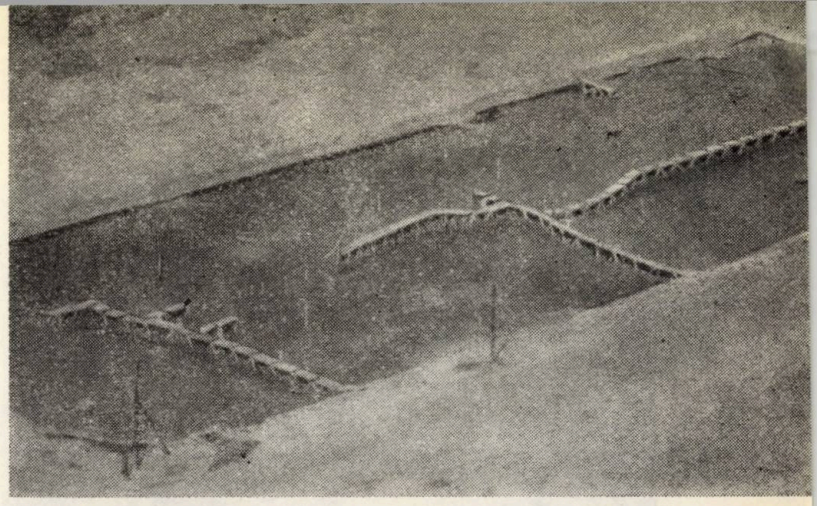
Lipsa unor astfel de elemente producea mari greutăți în proiectare, ducînd fie la măsuri prea acoperitoare în unele zone unde loessurile prezintă pericol mai redus în caz de umezire, fie, în alte situații, la măsuri de protecție prea sumare, micșorîndu-se astfel gradul de siguranță a construcțiilor sub limitele normale.

Într-o primă etapă, studiile s-au făcut prin valorificarea fondului existent de date geotehnice de laborator. Prelucrarea acestor date a permis elaborarea unor hărți de zonificare a orașelor Galați, Iași, Constanța și București, ținînd seama de natura pămînturilor, de grosimea stratelor de loess, de sensibilitatea lor la umezire, de nivelul apei subterane, natura și adîncimea la care se află stratele de bază etc.

Pe această bază s-au putut trage concluzii cu privire la condițiile generale de fundare în orașele respective și la posibilitățile lor de dezvoltare în viitor, în funcție de aceste condiții.

Întrucît numai datele geotehnice de laborator nu sînt suficiente pentru caracterizarea deformabilității loessurilor și pentru cunoașterea comportării lor reale la încărcare-umezire, s-a trecut la realizarea unui program complex de cercetări de teren, efectuate pe poligoane experimentale special create în orașele Galați, Iași, Constanța și București. Pe aceste poligoane s-au realizat experimentări speciale de mare amploare, care au elucidat, în afară de problema diferențierii loessurilor, și încă multe alte aspecte legate de fundarea pe aceste pămînturi.

S-au realizat încercări de inundare artificială pentru determinarea tasării la umezire sub greutatea proprie a depozitelor de loess, încărcări pe suprafețe mari de 10 × 10 m în condiții



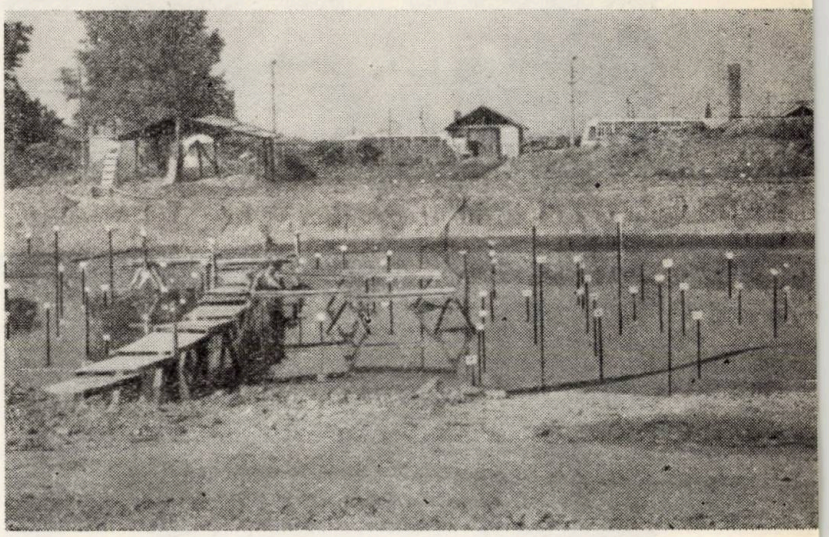


Fig. 1 – Incintă de inundare pentru stabilirea tasării loessului sub greutatea proprie.
sus – **Aspect general al incintei de la Galaţi (100 × × 37 m)**
jos – **Detaliu incintă după începerea inundării**

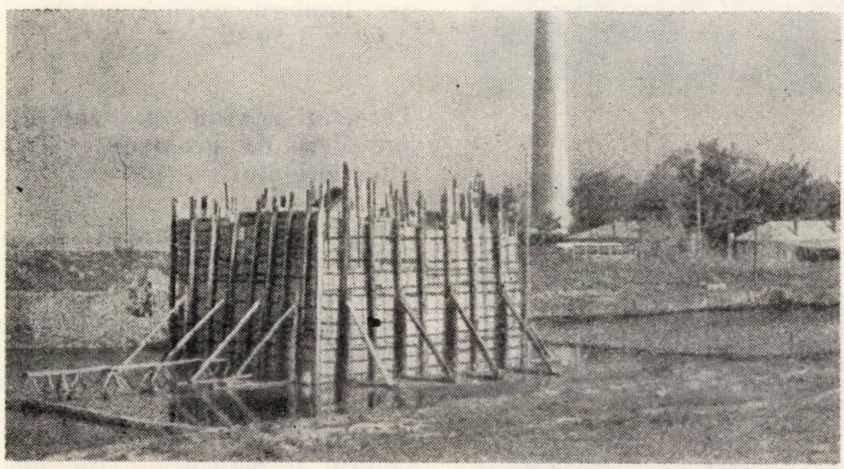
de inundare, încărcări pe fundaţii experimentale de 1,50 × 1,50 m, precum şi pe fundaţii continue.

În figurile 1, 2, 3 se prezintă cîteva imagini de pe poligoanele experimentale.

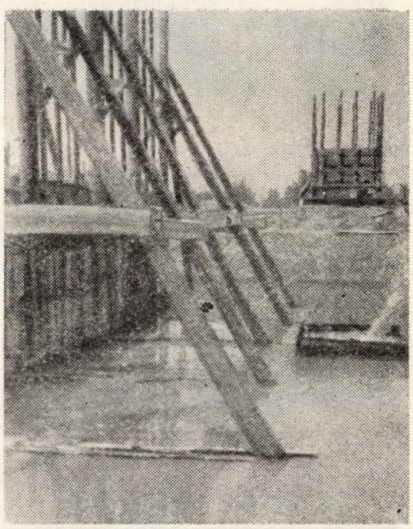
Rezultatele obţinute din aceste încercări au pus în evidenţă deosebiri esenţiale în comportarea loessurilor din zonele cercetate (fig. 4, 5 şi 6).

Astfel, din încercările de inundare artificială s-a putut constata că loessurile din zonele Iaşi şi Constanţa, care pînă acum erau încadrate în categoria B din punctul de vedere al pericolului în caz de umezire, nu suferă nici o tasare sub greutatea lor proprie, deşi grosimea pachetelor sensibile la umezire depăşeşte 8,0 — 9,0 m; dimpotrivă, aceste pămînturi suferă mici umflări, de 1,0 — 1,5 cm (fig. 4).

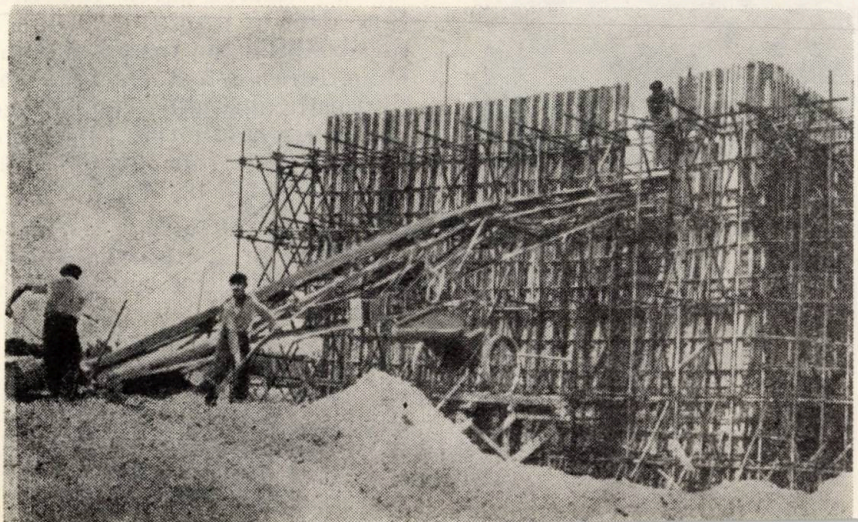
Compararea cu loessul din zona Galaţi, unde tasările sub greutatea proprie la inundare sînt de ordinul a 1,0 m şi chiar mai mult, este convingătoare în ceea ce priveşte imaginea falsă care a existat pînă în prezent cu privire la pericolul pe care îl prezintă loessurile din zonele Iaşi şi Constanţa şi la măsurile de protecţie ce trebuie adoptate.



a ▲ b ▼



c ▲ d ▼



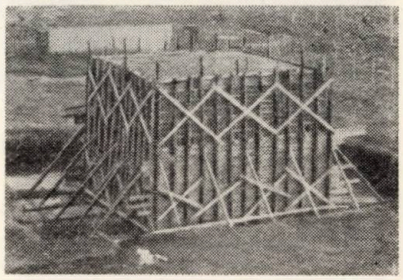


Fig. 2 – Încărcări pe suprafeţe de 10 × 10 m în condiţii de inundare. Aspecte de pe poligoanele experimentale: a – Galaţi; b – Constanţa; c – Iaşi; d – Bucureşti.

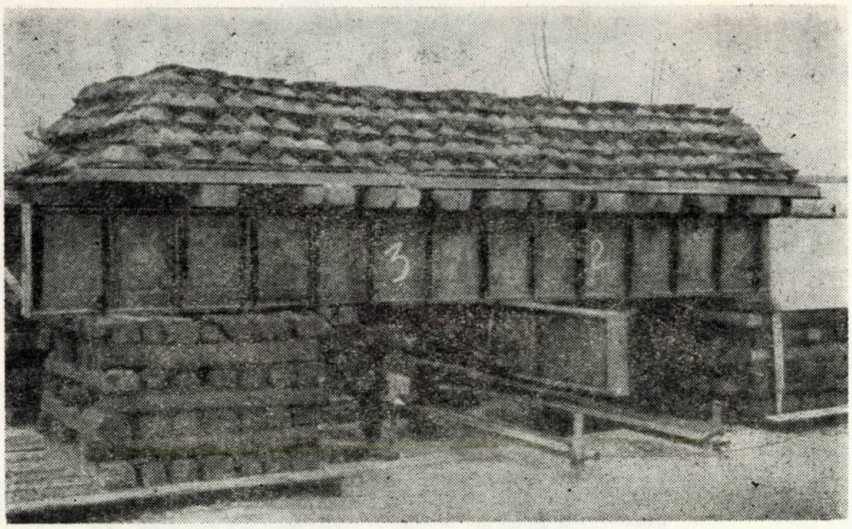


Fig. 3 a

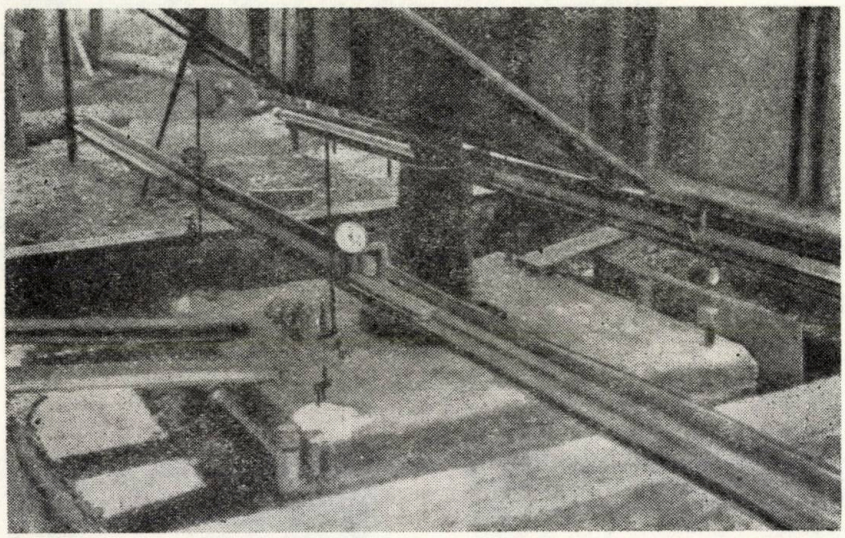


Fig. 3 b

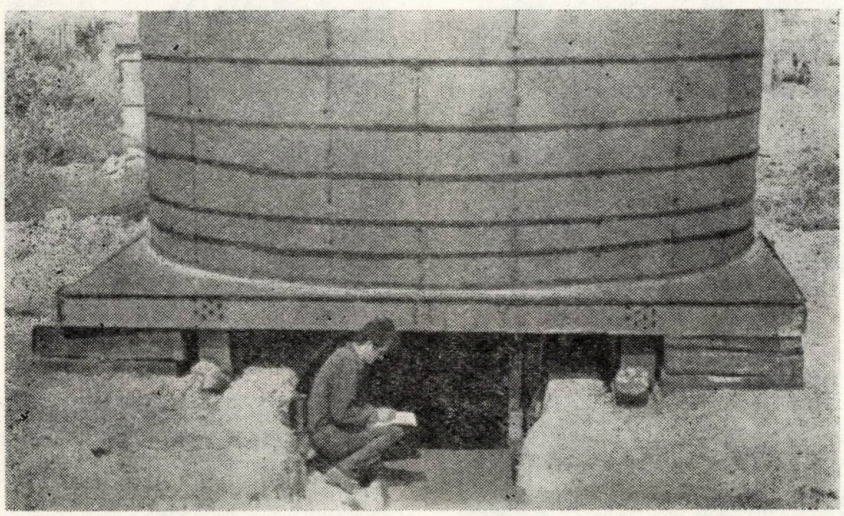


Fig. 3 c

Fig. 3 — Încărcări pe fundații experimentale de 1,5 × 1,5 m
a — Vedere generală a unei încercări pe poligonul din Iași; b — Detaliu în timpul încercării; c — Fundație experimentală pe poligonul Galați.

Încărcările pe suprafețele de 10 × 10 m în condiții de inundare au pus în evidență deosebiri esențiale și în ceea ce privește presiunea minimă „inițială", de la care loessurile din zonele respective suferă tasări suplimentare la umezire ca urmare a distrugerii legăturilor structurale (fig. 5). Pentru loessurile din zonele Iași și Constanța, această presiune este de ordinul a 0,9 — 1,0 kgf/cm², în timp ce pentru loessul specific zonei Galați valoarea ei nu depășește 0,5 kgf/cm².

Pentru pămînturile macroporice din zona Drumul Taberei — București, ca și pentru alte zone similare din acest oraș presiunea inițială depășește 1,5 kgf/cm², ceea ce arată că pericolul, în caz de umezire, este foarte redus și că, în limitele unor presiuni pe teren care nu depășesc această valoare, terenurile de fundare respective pot fi considerate ca „obișnuite", nereclamînd măsuri speciale de protecție.

După cum se vede în figura 6, deosebirile esențiale în comportarea loessurilor din zonele cercetate au fost puse în evidență și de rezultatele încărcărilor pe fundații experimentale de 1,50 × 1,50 m.

Cercetări privind îmbunătățirea metodelor de prognoză a tasărilor loessului umezit

În vederea realizării acestui obiectiv, atît încercările de inundare artificială pentru determinarea tasării sub greutatea proprie a loessului umezit, cît și încărcările pe suprafețele de 10 × 10 m, ca și cele pe fundații experimentale, au fost concepute și realizate astfel încît ele să furnizeze datele necesare. S-a dat o atenție deosebită măsurătorilor de tasare în adîncime, care au fost efectuate cu ajutorul reperelor radioactive sau electroinductive, montate la adîncimi convenabile sub tălpile fundațiilor încărcate.

Dintre rezultatele importante obținute, se menționează cele privind extinderea în adîncime a zonei reale de deformație, care

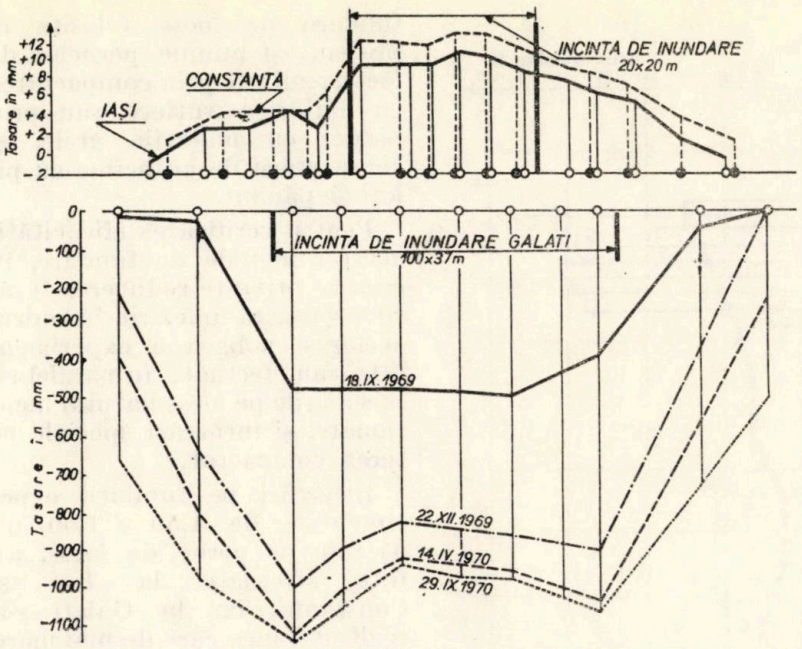


Fig. 4 – Rezultatele încercărilor de inundare artificială pentru determinarea tasării sub greutatea proprie a loessului.

este mult mai redusă în comparație cu cea care rezultă din condiția $\sigma_z \leqslant 0{,}2\ \sigma_g$, sau față de acea care se ia în prezent în considerare conform cu prevederile normativului C. 7 – 67 sau ale unor norme străine (fig. 7).

Rezultatele obținute din încercări au permis să se facă propuneri concrete de îmbunătățire a metodei actuale de calcul, prin elaborarea unui sistem de coeficienți ai condițiilor de lucru (m), dependenți de dimensiunile fundațiilor și de presiunea efectivă transmisă terenului de fundare.

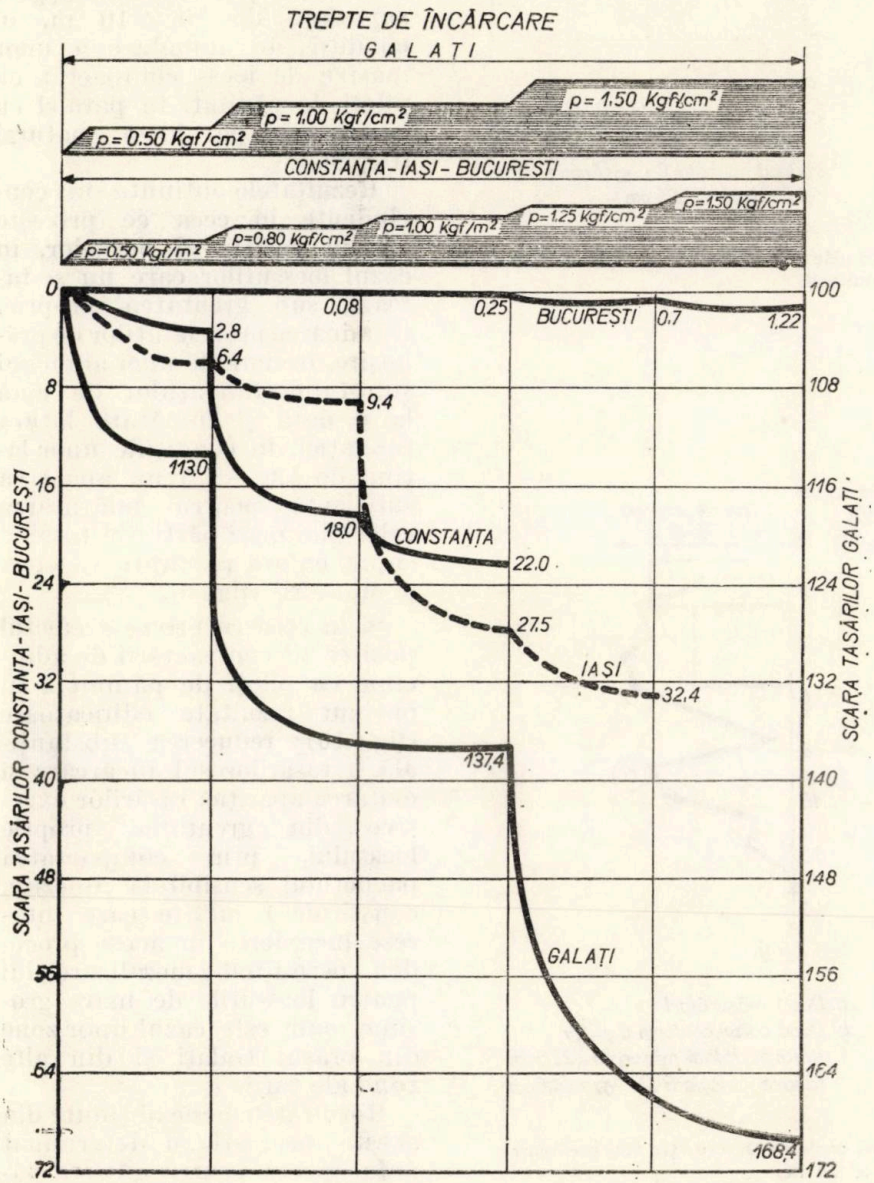


Fig. 5 – Rezultatele încărcărilor pe suprafețe de 10 × 10 m în condiții de inundare

De asemenea, s-au făcut propuneri privind extinderea necesară, în adîncime, a zonei ce trebuie compactată sub fundații în scopul eliminării pericolului de apariție a unor tasări suplimentare în caz de umezire.

Cercetări privind sistemele și procedeele de fundare pe loess

În cadrul acestor studii s-a abordat, în primul rînd, problema încrederii ce trebuie dată principalelor sisteme de

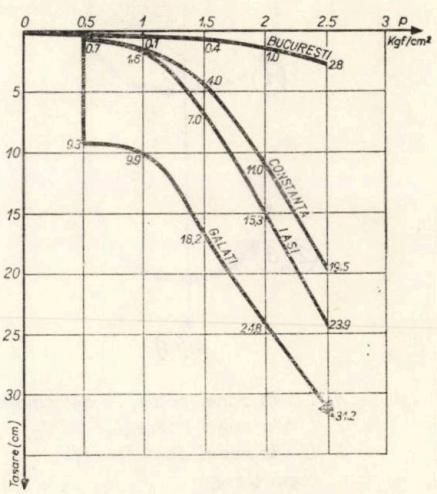
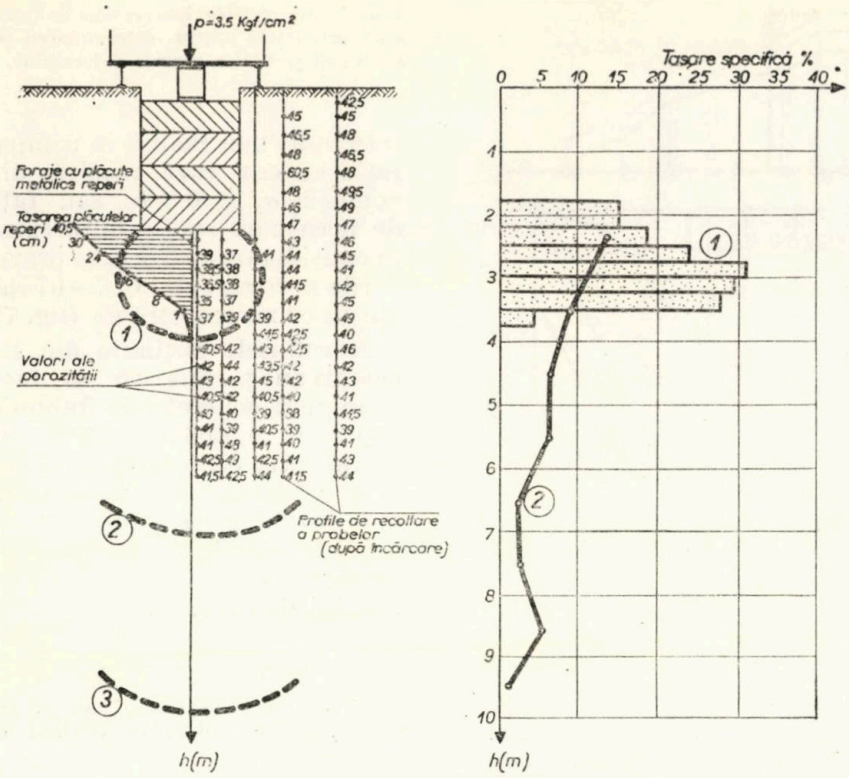


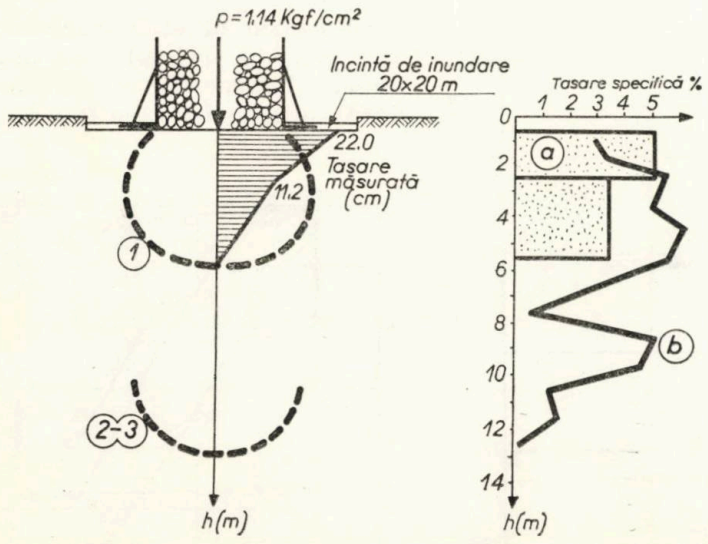
Fig. 6 – Curbe de încărcare-tasare în condiții de inundare pentru fundații de 1,50 × 1,50 m



1. Limita zonei reale de deformație
2. Limita zonei active $\sigma_z < 0.2\,\sigma_g$
3. Limita de deformație după calcul conform C_{7-67}

1. După măsurători pe plăcuțe (tasare totală măsurată = 40,504 cm)
2. După normativ C_{7-67} (tasare totală calculată = 38,05 cm)

Fig. 7 a — Extinderea zonei reale de deformație sub fundații de 1,50 × 1,50 m pe loess natural



1. Limita zonei reale de deformație
2. Limita zonei active ($\sigma_z < 0.2\,\sigma_g$)
3. Limita zonei de deformație, după C_{7-67}

a. După măsurători
b. După calcul, conform C_{7-67}
tasare totală măsurată = 22,0 cm
tasare calculată C_{7-67} = 44,6 cm

Fig. 7 b — Extinderea în adîncime a zonei reale de deformație sub încărcarea cu lada de 10 × 10 m

fundare pe loess folosite în prezent, și anume pernelor de loess, realizate prin compactarea cu mijloace rutiere sau prin batere cu maiurile grele, și compactării de adîncime cu piloți de pămînt.

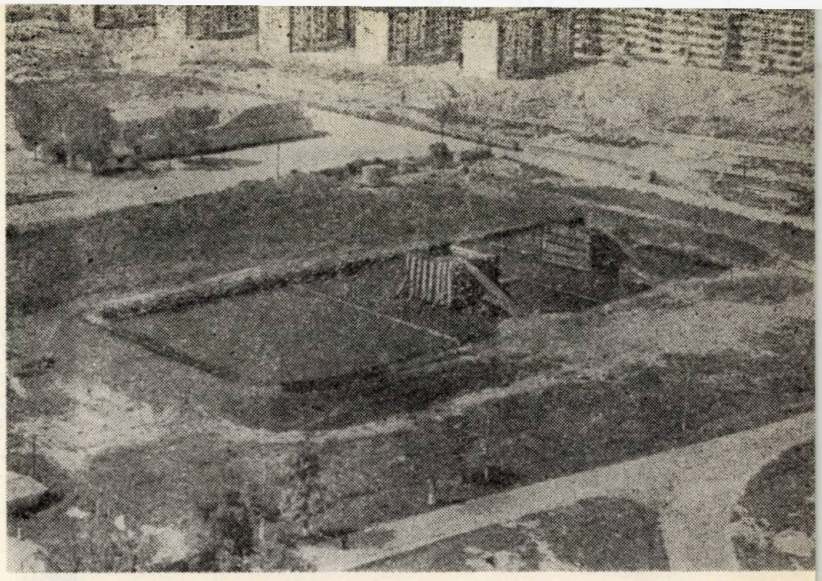
Pentru verificarea eficacității acestor metode de fundare, în ceea ce privește reducerea tasărilor datorită umezirii, în cadrul acelorași poligoane experimentale s-au efectuat, în paralel cu încercările pe loess natural menționate, și încărcări speciale pe teren compactat.

Încărcări pe fundații experimentale de 1,50 × 1,50 m, așezate pe perne de loess, au fost efectuate la Iași și Constanța, iar la Galați s-a realizat o încercare de mai mare anvergură, prin încărcarea pe o suprafață de 10 × 10 m, în condiții de inundare a unor masive de loess compactat cu piloți de pămînt, în paralel cu încărcarea pe loess natural (fig. 8).

Rezultatele obținute sînt concludente în ceea ce privește efectul pozitiv al pernelor, în cazul loessurilor care nu se tasează sub greutatea proprie. Eliminarea proprietăților de prăbușire, în limitele unei adîncimi sub talpa fundațiilor de pînă la o dată și jumătate latura fundației, în condițiile unor lățimi de 1,0 — 1,5 m, apare ca suficientă pentru înlăturarea celei mai mari părți din tasarea suplimentară rezultată ca efect al umezirii (fig. 9).

Și în ceea ce privește efectul pozitiv al compactării de adîncime cu piloți de pămînt s-au obținut rezultate edificatoare (fig. 10); reducerea substanțială a tasărilor sub încărcare și evitarea apariției tasărilor excesive din greutatea proprie loessului, prin compactarea pachetului sensibil la umezire, constituie rezultate care întăresc încrederea în acest procedeu, permițînd generalizarea lui pentru loessurile de mare grosime, cum este cazul unor zone din orașul Galați și din alte zone ale țării.

Rezultatele bune obținute din aceste încercări au determinat preocuparea pentru găsirea că-



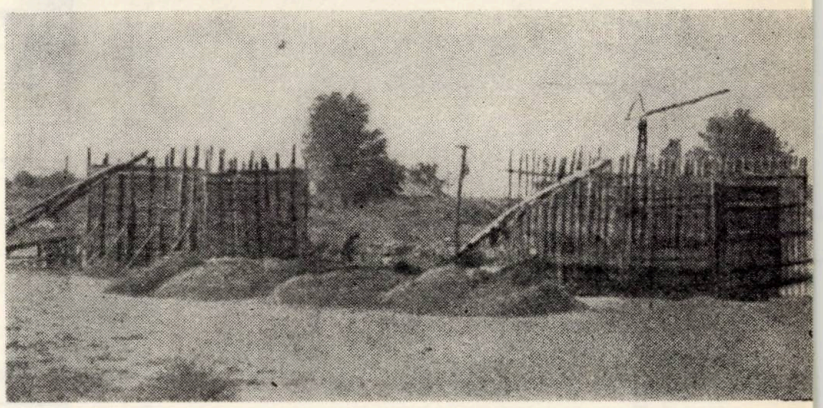


Fig. 8 — Încărcări în paralel pe loess natural și loess compactat cu piloți de pămînt pe poligonul de la Galați. a — Vedere generală; b — Detaliu — încărcare cu balast

ilor de sporire a eficienței procedeului. În cadrul cercetărilor, s-a pus accentul pe îmbunătățirea și perfecționarea utilajelor folosite, care trebuie să asigure compactarea pe adîncimea necesară și calitatea corespunzătoare a lucrărilor, în condițiile unei productivități sporite față de cea a utilajelor existente.

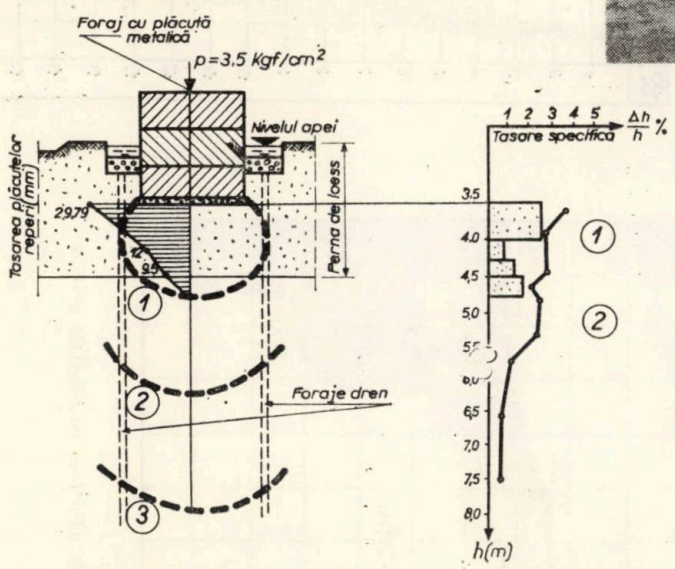
Ca urmare a studiilor efectuate de IPCUP în cadrul programului de cercetări, s-a elaborat proiectul de execuție și în 1971 s-a realizat prototipul unui nou utilaj de compactare, care să răspundă exigențelor actuale. Acest prototip va fi experimentat pe șantierele noastre de construcții.

Concomitent cu perfecționarea utilajelor de compactare, s-a urmărit și îmbunătățirea mijloacelor de verificare a calității lucrărilor, mijloace care în prezent sînt foarte greoaie, costisitoare și nesigure (executare de șanțuri, prelevări de probe și analizarea lor în laborator etc.).

În această problemă, cercetările au fost orientate spre folosirea penetrării statice (fig. 11), care poate asigura rapiditatea și siguranța verificării la un cost redus. Încercările efectuate cu penetrometrul tip INCERC, în cadrul poligonului experimental de la Galați și pe o serie de șantiere în lucru, au dat rezultate foarte bune (fig. 12), ceea ce confirmă posibilitatea folosirii în viitor a acestui procedeu și, în același timp, contribuie la întărirea încrederii în posibilitățile de verificare a calității lucrărilor, care pînă în prezent erau puse la îndoială.

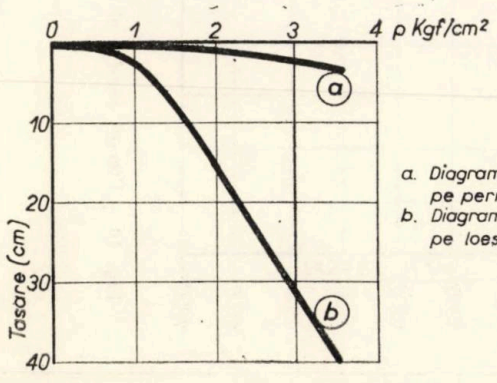
În paralel cu studiile privind pernele de loess și compactarea cu piloți de pămînt, s-a dat atenție și posibilității de extindere a folosirii piloților de beton cel puțin în zonele cu loessuri care nu se tasează sub greutatea proprie și unde există strate de bază capabile să preia sarcini importante (pietrișuri, argile tari etc) transmise prin vîrful piloților.

Fig. 9 — Efectul pozitiv al pernelor de loess, în lipsa tasării sub greutatea proprie



1. Limita zonei reale de deformație
2. Limita zonei active ($\sigma_z < 0{,}2\,\sigma_g$).
3. Limita zonei de deformație după calcul.

1. După măsurători pe plăcute, tasarea totală măsurată 29,79 cm
2. După metoda însumării pe strate tasarea totală calculată 9,30 cm



a. Diagramă pentru fundație de 1,5 x 1,5 m pe perna de loess în condiții de inundare.
b. Diagramă pentru fundație de 1,5 x 1,5 m pe loess natural în condiții de inundare.

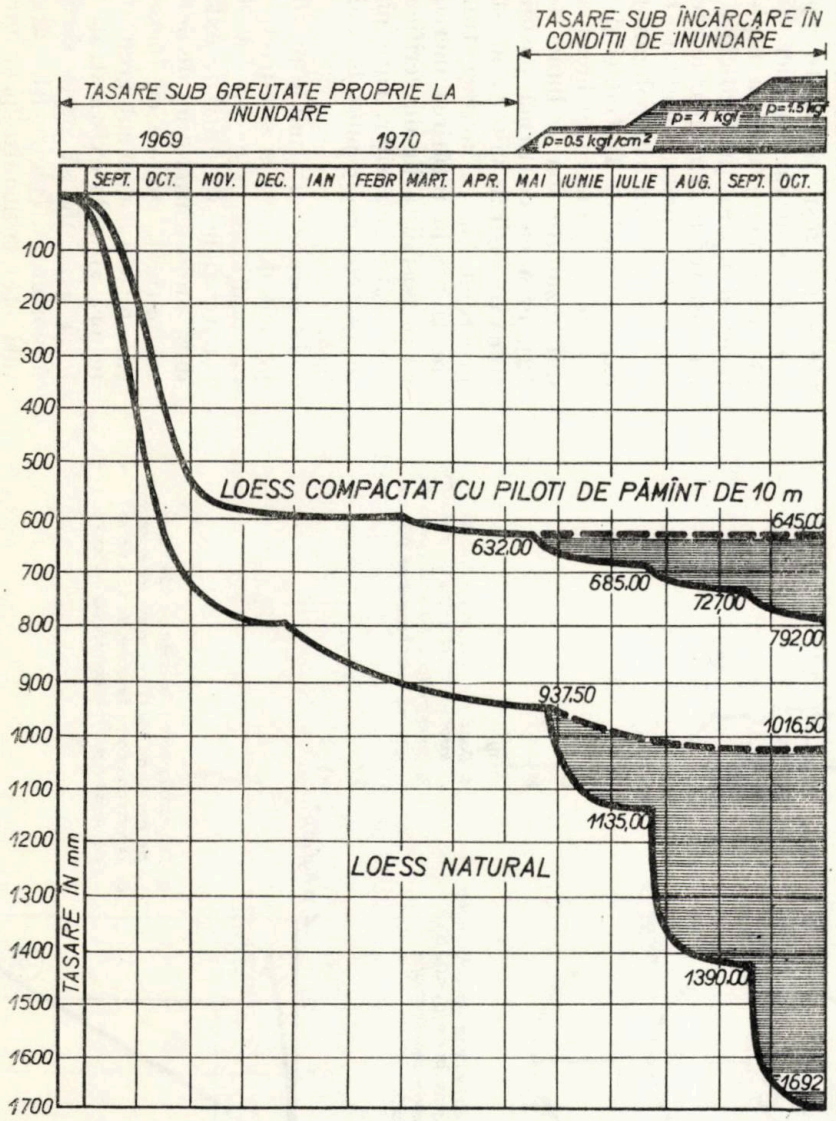


Fig. 10 – Efectul pozitiv al compactării de adîncime cu piloți de pămînt

Fig 11. – Penetrometru static tip INCERC

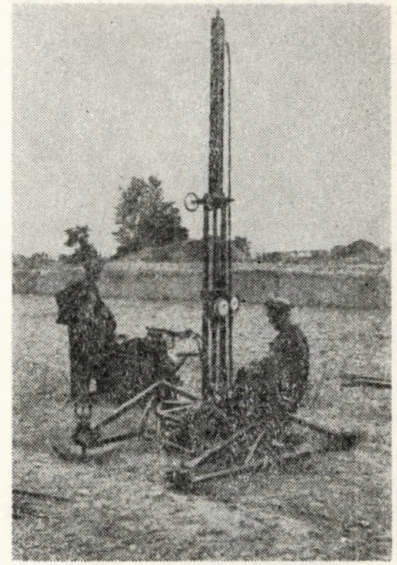
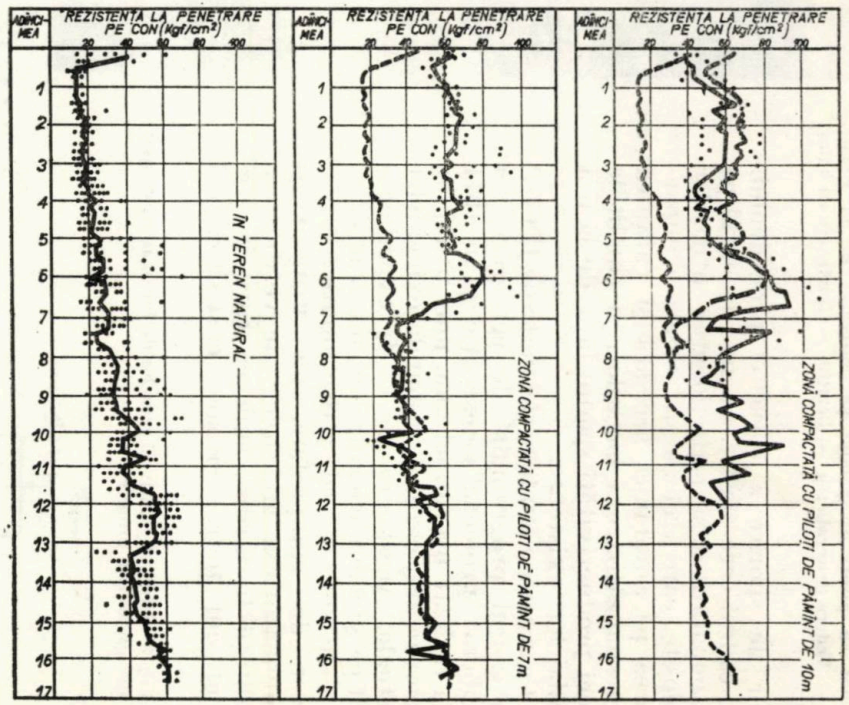
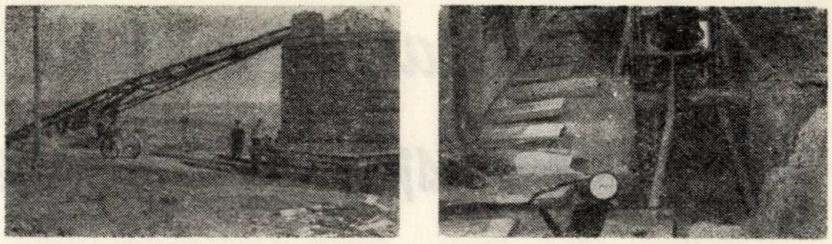


Fig. 12 – Curbele rezistenței la penetrare pentru loessul natural și pentru cel compactat cu piloți de pămînt



Cerecetările de teren pentru determinarea capacității portante a piloților forați în astfel de terenuri la Constanța (fig.13), precum și studiile tehnico-economice comparative, au pus în evidență avantajele acestui sistem de fundare, mai ales pentru clădirile înalte. A rezultat că, în condițiile folosirii unor utilaje specializate pentru executarea piloților, sistemul va putea căpăta o largă aplicare în țara noastră.



a *b*

Fig. 13 – Încercări pentru determinarea capacității portante a piloților forați. a – Vedere generală a încercării; b – Detaliu

Cercetări referitoare la alte aspecte ale fundării construcțiilor în zonele de loess

Așa cum s-a menționat la început, cîmpul de probleme abordate a fost mult mai larg, cuprinzînd și alte aspecte importante ale fundării construcțiilor pe loessuri. În cele ce urmează vor fi arătate, pe scurt, doar unele din aceste aspecte și cîteva dintre concluziile mai importante.

Astfel, una dintre aceste probleme a fost aceea a structurilor de rezistență pentru construcțiile amplasate în zonele de loess. În colaborare cu ISART, s-au întreprins studii teoretice, s-au efectuat măsurători speciale de tasare și s-a urmărit comportarea în timp a unui număr mare de construcții, putîndu-se trage concluzii cu privire la structurile cele mai indicate pentru construcțiile amplasate pe loessuri, precum și în ceea ce privește măsurile constructive ce trebuie adoptate la aceste construcții.

Cu colaborarea aceleiași instituții, s-au putut aborda probleme privind principiile de sistematizare a orașelor și ansamblurilor de locuințe din zonele de loess, ajungîndu-se la elaborarea de materiale care vor constitui un ghid pentru proiectanți și sistematizatori în rezolvarea problemelor concrete, corespunzător cu condițiile de teren, cu specificul și necesitățile locale.

Un alt aspect cercetat se referă la principiile de proiectare, executare și exploatare a instalațiilor sanitare și a rețelelor hidroedilitare amplasate în zonele de loess. Și în acest domeniu s-au realizat unele progrese, concretizate în elaborarea de către ISART și ISPIFGA (IPACH) a unor materiale care vor veni în sprijinul proiectării și execuției, pentru a ușura alegerea unor măsuri de protecție mai judicioase.

Cercetări cu rezultate concludente s-au făcut și în ceea ce privește modificarea în timp a regimului apelor subterane și influența acestor modificări asupra desfășurării în timp a procesului de tasare a construcțiilor. De asemenea, s-au făcut cercetări în legătură cu modul de distribuție a umezelii în jurul surselor accidentale de apă de suprafață și de adîncime (spargeri de conducte etc.).

Rezultatele obținute în aceste domenii explică manifestarea unor fenomene negative la construcțiile fundate pe loessuri și permit ca la proiectarea ansamblurilor viitoare de locuințe, a noilor mari combinate industriale etc., să se țină seama de noi factori care, pînă în prezent, nu au fost luați în considerare, sau s-a crezut că manifestarea lor ar fi mult mai lentă.

Astfel, de exemplu, din rezultatele studiilor apare evident că în unele orașe, cum sînt Galați, Iași, Brăila etc., va trebui neapărat să se țină seama de ridicarea nivelului apei subterane, al cărui ritm anual de creștere este mult mai rapid decît se credea doar cu cîțiva ani în urmă, înainte de a se întreprinde cercetări în această direcție.

O caracteristică a cercetărilor întreprinse a constituit-o împletirea caracterului lor fundamental cu cel aplicativ, de folosire imediată a rezultatelor la proiectarea și executarea noilor construcții.

Prin introducerea în program a cercetării eficacității pernelor de loess și a compactării de adîncime cu piloți de pămînt, a utilajelor și mijloacelor de verificare a calității lucrărilor, diferențierea loessurilor pe zone caracteristice etc., pe baza încercărilor pe poligoanele experimentale, s-a urmărit clarificarea aspectelor asupra cărora exista încă incertitudine, ceea ce frîna generalizarea în țara noastră a unor sisteme de fundare folosite în mod curent în străinătate.

Prelucrarea materialului experimental s-a făcut pe tot parcursul cercetării, fiind pus la îndemîna unităților de proiectare și execuție, spre a fi folosit la noile construcții ce le aveau de realizat. În felul acesta s-a putut asigura valorificarea imediată a cercetărilor, realizîndu-se economii care acoperă, încă de pe acum, cheltuielile necesitate de cercetările efectuate.

Totodată, s-a acumulat materialul experimental necesar pentru trecerea la revizuirea normativului C. 7—67 referitor la fundarea pe loessuri și pămînturi loessoide.

Utilizarea structurii de rețea plană la calculul spațial al halelor industriale

Ing. **IOAN I. MUNTEANU**

Institutul pentru proiectarea tehnologică de laminoare — I.P.L.

I. GENERALITĂȚI

Modul de alcătuire a structurii de rezistență a halelor industriale din cadre transversale legate prin elemente longitudinale continue, cum sînt contravîntuirile din planul acoperișului sau grinzile de frînare de la nivelul grinzilor de rulare, duce la realizarea unor construcții care au o comportare spațială.

Prin alcătuirea spațială a acestor construcții, încărcările locale date de podurile rulante se distribuie în lungul construcției și la cadrele vecine.

Astfel, dacă un cadru transversal este încărcat direct de forțele date de podurile rulante, acesta, prin deformare, transmite o parte din încărcare cadrelor vecine, prin intermediul elementelor de legătură longitudinală.

Introducerea în conlucrare a mai multor cadre transversale, eventual a pereților rigidizați din frontoane, în cazul halelor scurte, este o măsură care, prin mișcarea eforturilor în cadrele încărcate direct, aduce avantaje din punct de vedere al reducerii consumului de metal și, implicit, diminuarea prețului de cost.

II. PROCEDEUL DE CALCUL

La stabilirea procedeului de calcul, s-a pornit de la ideea că structura halei este constituită din rețele de bare formate din elemente liniare, care au capacitatea de a prelua și transmite anumite încărcări.

Rețelele sînt formate din stîlpii de pe un șir, cu grinzile orizontale continue dintre stîlpi, și cu contravîntuirile longitudinale din planul acoperișului.

Astfel, la o hală cu o singură deschidere (fig.1) există două rețele paralele, aflate în planul celor două șiruri de stîlpi.

Fermele transmit solicitările de la o rețea la cealaltă, sub formă de forțe orizontale (în cazul cînd ferma reazemă articulat pe stîlpi) sau prin

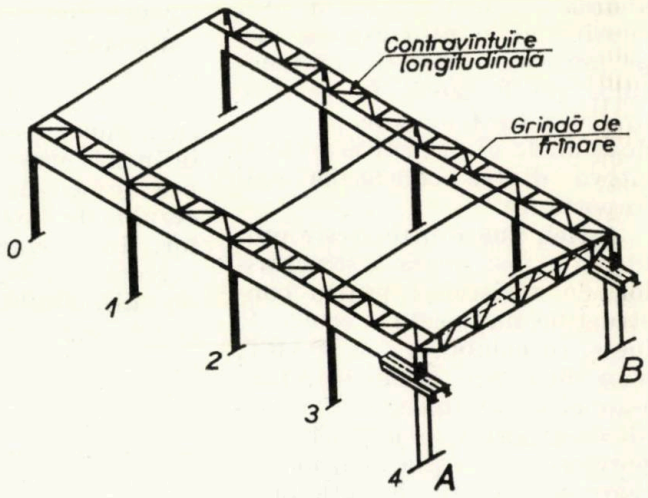


Fig. 1

forțe orizontale și verticale, cît și prin momente încovoietoare (cînd ferma este încastrată în stîlpi).

Pentru organizarea și simplificarea calculului, se transformă cele două rețele într-o singură rețea prin rabaterea lor, astfel încît să se aducă rețelele într-un plan orizontal (fig.2).

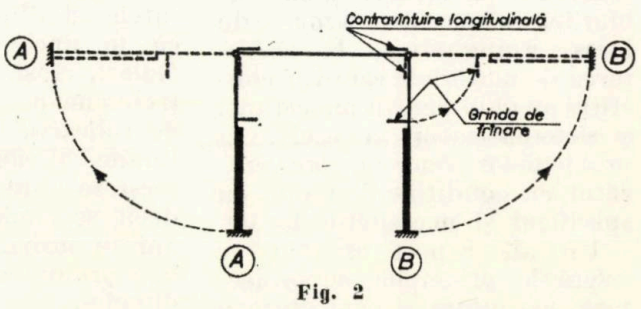


Fig. 2

În figura 3 este arătată transformarea structurii spațiale în rețea plană, pentru hala din figura 1.

Această rețea se poate simplifica prin scoaterea fermelor ca bare din rețea. Fermele, avînd în acest caz articulații la ambele capete, nu pot transmite momente de la un stîlp al cadrului la celălalt, ci numai forțe orizontale,

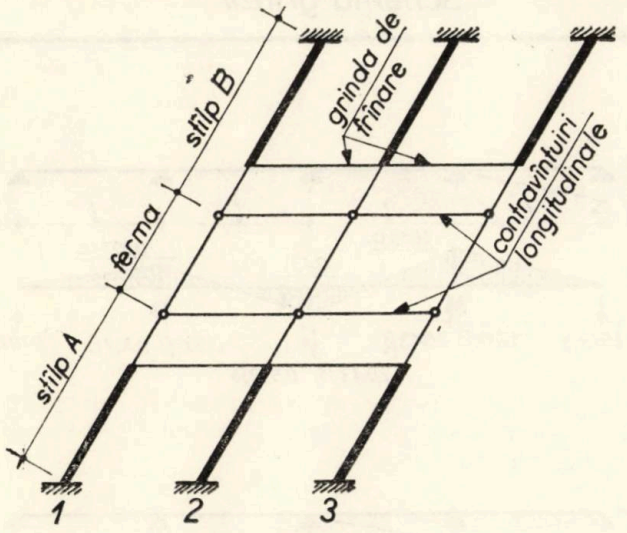


Fig. 3

NOTĂ. Articulațiile se află la capetele fermelor. Riglele orizontale sînt continue.

Această funcțiune a fermei este asigurată prin modul de rezemare arătat în fig. 4, cu articulații la capătul stîlpilor, de o parte și de alta a contravîntuirii longitudinale.

Cele două contravîntuiri longitudinale sînt prevăzute în rețea ca o singură bară, avînd ca moment de inerție suma momentelor de inerție ale celor două contravîntuiri.

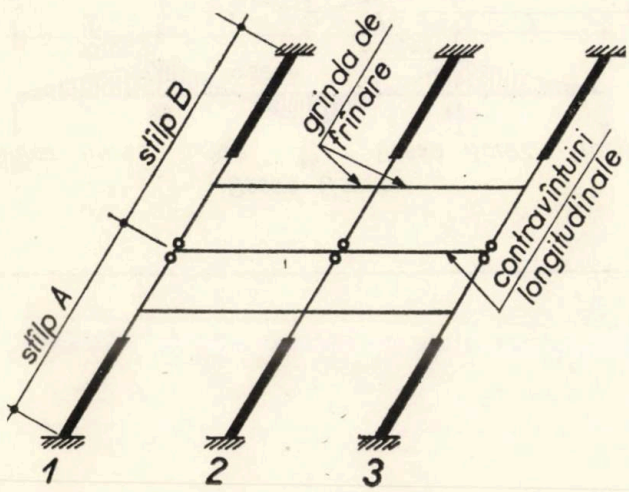


Fig. 4

Folosirea rețelei pentru calculul spațial al structurii halelor prezintă avantajul că acesta se poate organiza și urmări pe rețea mai ușor, avînd în vedere schema statică mai simplă a rețelei.

Pentru calculul momentelor încovoietoare din bare, se utilizează metoda Cross.

În prima fază, se consideră sistemul cu noduri fixe și se determină momentele și reacțiunile în noduri din încărcările exterioare.

În faza a doua, se dau pe rînd deplasări unitare nodurilor, perpendicular pe planul rețe-*l* ei.

Se calculează apoi reacțiunile în nodurile interioare pentru fiecare bară. Aceste reacțiuni, înmulțite cu un coeficient de corecție c și adunate la reacțiunile din ipoteza de noduri fixe, trebuie să fie egale cu zero, nodurile interioare fiind în echilibru.

Astfel, ecuația de echilibru a nodului n este :

$$\Sigma R_n = R_n^0 + R_n^{\mathrm{I}} c_1 + R_n^{\mathrm{II}} c_2 + \ldots = 0$$

n care :

R_n^0 este reacțiunea barelor din nodul interior n în ipoteza nodurilor fixe.

$R_n^{\mathrm{I}}, R_n^{\mathrm{II}} \ldots$ sînt reacțiunile din nodul interior n din prima, respectiv a doua deplasare unitară a nodurilor rețelei.

Se admite că între cele două bare care se intersectează în fiecare nod, există numai o legătură simplă. Prin aceasta, barele transmit de la una la cealaltă numai forțe perpendiculare pe planul rețelei. Nu se ține seamă de momentele de torsiune din bare, considerîndu-se că acestea nu au rigiditate la torsiune.

Pentru determinarea coeficienților c se scrie un număr de ecuații de echilibru, egal cu numărul nodurilor interioare ale rețelei.

În cazul unei rețele simetrice față de o axă, precum și pentru încărcări simetrice, numărul de ecuații se reduce, luîndu-se în considerare numai ecuațiile distincte.

După rezolvarea sistemului de ecuații, se determină momentele încovoietoare în bare, conform relației :

$$M_n = M_n^0 + M_n^{\mathrm{I}} c_1 + M_n^{\mathrm{II}} c_2 + \ldots$$

în care :

M_n^0 este momentul unei bare din nodul n în ipoteza nodurilor fixe.

$M_n^{\mathrm{I}}, M_n^{\mathrm{II}} \ldots$ sînt momentele aceleiași bare din prima, respectiv a doua deplasare unitară a nodurilor rețelei ș.a.m.d.

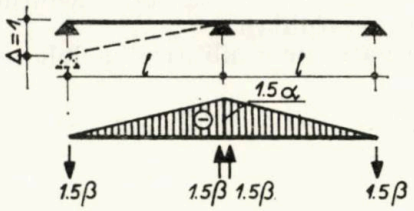
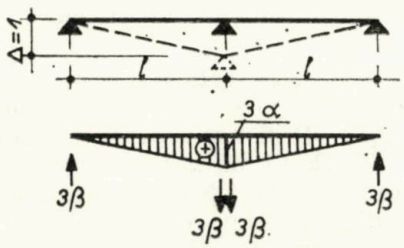
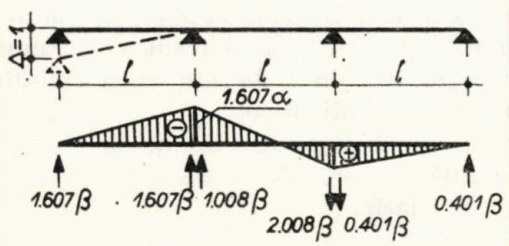
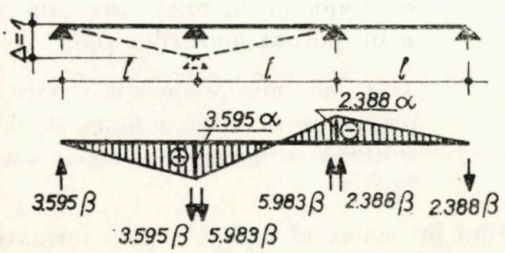
Avînd în vedere că riglele rețelei formate din grinzile de frînare și contravîntuiri sînt grinzi cu mai multe deschideri cu I = constant și deschiderile l = constant, s-a întocmit tabelul 1 cu momente și reacțiuni rezultate din deplasările unitare ale reazemelor pentru grinzi cu 2 — 4 deschideri.

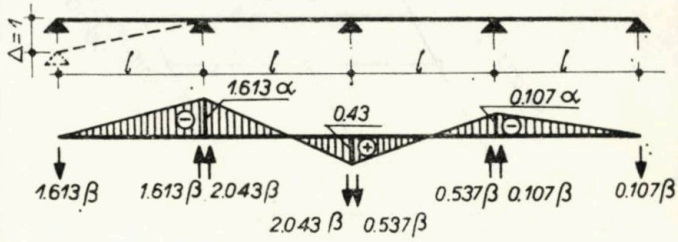
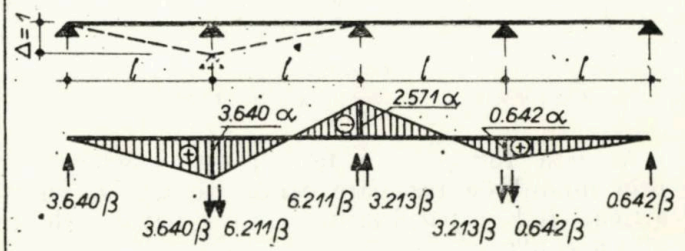
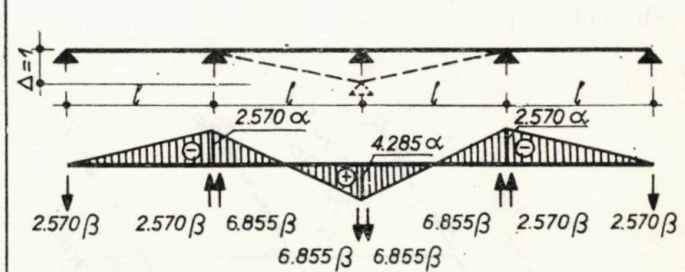
GRINZI CU REAZEME DENIVELABILE

– Momente și reacțiuni –

$I=\text{const.};\ \alpha=\frac{EI}{l^2};\ \beta=\frac{\alpha}{l}$

TABELUL 1

Nr. crt		Schema grinzii
1	a	
	b	
2	a	
	b	

Nr. crt.		Schema grinzii
3	a	
	b	
	c	

EXEMPLU

Se dă structura din fig. 5. Să se determine momentele încovoietoare în cadre şi în grinzile longitudinale, ţinînd seama că la repartizarea în lung a forţelor participă cele două contravîntuiri longitudinale, cît şi grinda de frînare de pe şirul unde se aplică forţa.

Transformarea structurii spaţiale în reţea plană duce la schema din fig. 6

Deplasările nodurilor reţelei sînt cele din fig. 7.

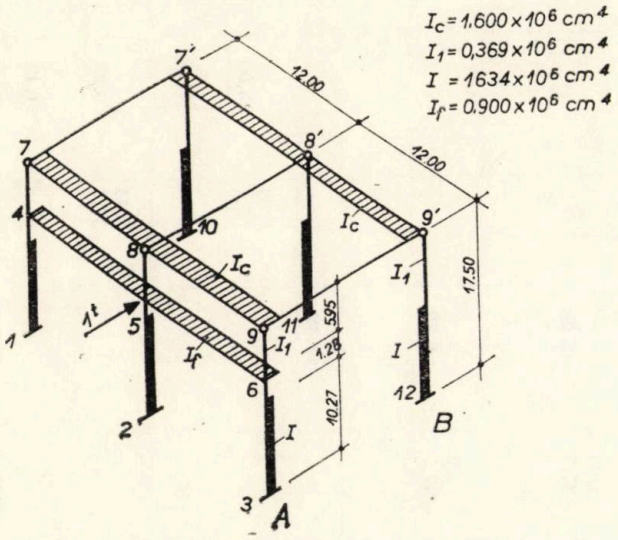


Fig. 5

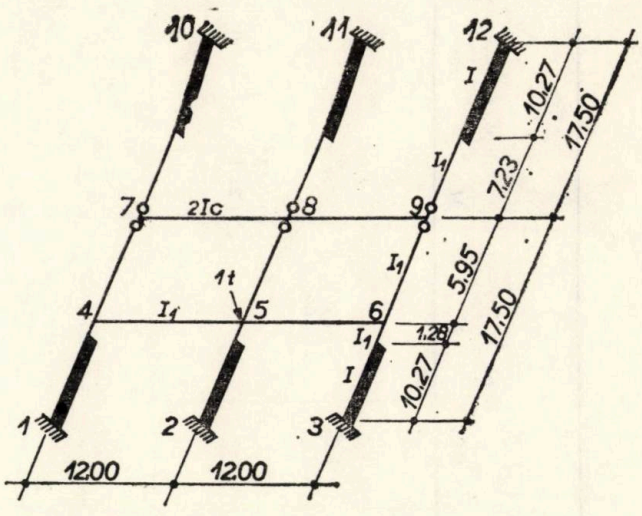
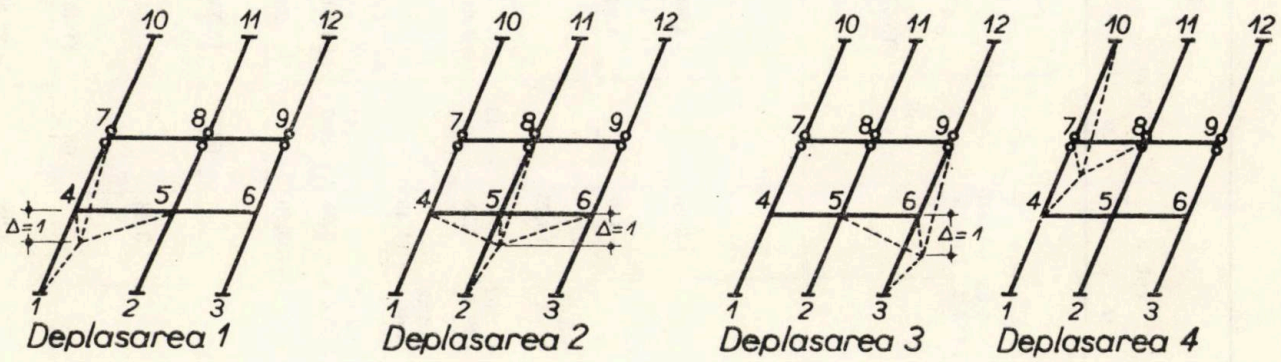


Fig. 6



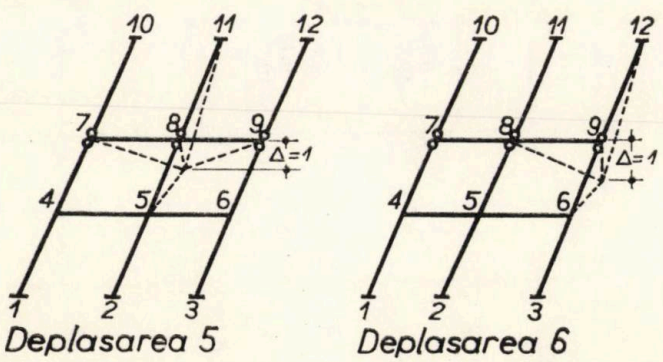


Fig. 7

Tabelul 2

Eforturi

Nod	ipoteza / bara	Noduri fixe		Noduri deplasabile												Eforturi finale	
				depl. 1		depl. 2		depl. 3		depl. 4		depl. 5		depl. 6			
		M^0	R^0	M	R	M	R	M	R	M	R	M	R	M	R	M	R
1				−2,49	+0,344					+ 0,915	−0,22						
	1−4			−114,2	+15,75					−21,1	−5,09					−1,58	+0,124
2	2−5					−5,85	+0,810					+1,07	−0,260				
						−114,2	+15,75					+21,1	−5,090			−4,78	+0,549
3	3−6							−2,49						+0,915			
								−114,2	+15,75					+21,1	−5,09	−1,57	
4	4−1			+1,49						−1,64							
				+68	−15,75					−37,7	+5,09					−0,15	
	4−7			+1,49						−1,64							
				+68	−11,45					−37,7	+6,33					−0,15	
	4−5				−1,64		+3,28		−1,64								
	ΣR_4				−28,84		+3,28		−1,64		+11,42						
5	5−2					+3,48						−1,92					
						+68	−15,75					−37,7	+5,09			+1,56	
	5−4			−0,43		+2,02		−0,43									
				−19,7	+1,64	+39,4	−3,28	−19,7	+1,64							+1,16	
	5−8					+3,48						−1,92					
						+68	−11,45					−37,7	+6,33			+1,56	
	5−6			−0,43		+2,02		−0,43									
				−19,7	+1,64	+39,4	−3,28	−19,7	+1,64							+1,16	
	ΣR_5		+1		+3,28		−33,76		+3,28				+11,42				
6	6−3													−1,64			
								+68	−15,75					−37,7	+5,09		
	6−5				−1,64		+3,28		−1,64								
	6−9													−1,64			
								+68	−11,45					−37,7	+6,33		
	ΣR_6				−1,64		+3,28		−28,84						+11,42		

	7–4				+11,45						−6,33						
	7–10										−1,54						
7	7–8										−5,82		+11,65		−5,82		
	ΣR_7				+11,45						−13,69		+11,65		−5,82		
	8–5						+11,45						−6,33				
	8–7									−3,04 −70	+5,82	+7,14 +140	+11,65	−3,04 −70	+5,82	+1,06	
8	8–11												−1,54				
	8–9									−3,04 −70	+5,82	+7,14 +140	−11,65	−3,04 −70	+5,82	+1,06	
	ΣR_8						+11,45				+11,64		−31,17		+11,64		
	9–6								+11,45						−6,33		
	9–8										−5,82		+11,45		−5,82		
9	9–12																
	ΣR_9								+11,45		−5,82		+11,65		−7,36		
10	10–7									−1,17 −27	+0,067 +1,54					−1,17	+0,067
11	11–8											−1,38 −27	+0,079 +1,54			−1,38	+0,079
12	12–9													−1,17 −27	+1,54	−1,17	

III. MOMENTE ŞI REACŢIUNI

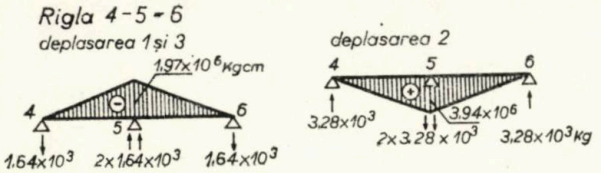
A. În ipoteza nodurilor fixe

Nefiind încărcări pe bare, ci numai la nod, se va ţine sema de forţa $P = 1$ t numai la scrierea ecuaţiilor de echilibru.

B. În ipoteza nodurilor deplasabile

Momentele şi reacţiunile în rigle se calculează cu ajutorul expresiilor din tabelul 1.

Rigla 4-5-6



Deplasarea 1 şi 3

$$M_5 = 1{,}5\,\frac{EI_1 c}{l^2} = -\,1{,}5\,\frac{2{,}1\times10^6\times0{,}9\times10^6}{1{,}2^2\times10^6} =$$

$$= -\,1{,}97\times10^6 \text{ kgcm}$$

$$M_4 = M_6 = 0$$

$$R_{\substack{5-4\\5-6}} = -\,R_4 = -\,R_6 = \frac{1{,}97\times10^6}{1{,}2\times10^3}\,1{,}64\times10^3 \text{ kg}$$

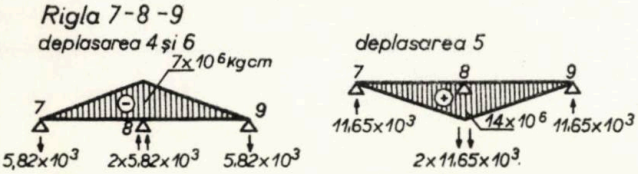
Deplasarea 2

$$M_5 = 2\times1{,}97\times10^6 = 3{,}94\times10^6 \text{ kgcm}$$

$$M_4 = M_6 = 0$$

$$-R_{\substack{5-4\\5-6}} = R_4 = R_6 = \frac{3{,}94\times10^6}{1{,}2\times10^3} = 3{,}28\times10^3 \text{ kg}$$

Rigla 7-8-9



Deplasarea 4 şi 6

$$M_8 = -1{,}5\times\frac{2{,}1\times2\times1{,}6\times10^{12}}{1{,}2^2\times10^6} =$$

$$= -\,7\times10^6 \text{ kgcm}$$

$$M_7 = M_9 = 0$$

$$R_{\substack{8-7\\8-9}} = -R_7 = -R_9 = \frac{7\times10^6}{1{,}2\times10^3} = 5{,}82\times10^3 \text{ kg}$$

Deplasarea 5

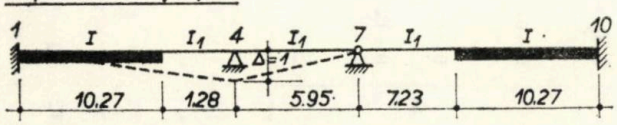
$$M_8 = +\,2\times7\times10^6 = 16\times10^6 \text{ kgcm}$$

$$M_7 = M_9 = 0$$

$$-R_{\substack{8-7\\8-9}} = R_7 = R_9 = \frac{14\times10^6}{1{,}2\times10^3} = 11{,}65\times10^3 \text{ kg}$$

Stîlpii 1-4-7-10 ; 2-5-8-11 ; 3-6-9-12

deplasarea 1, 2 şi 3



Rigidităţi : $K_{4-1} = r_{4-1}\cdot\frac{I_1}{h} = 1{,}968\times$

$$\times\,\frac{0{,}369\times10^6}{1{,}155\times10} = 628$$

$$K_{4-7} = \frac{3}{4}\cdot\frac{0{,}369\times10^6}{0{,}595\times10^3} = 465$$

Coef. de transmisie :

$$\gamma_{4-1} = 0{,}56$$

Momente de încastrare perfectă :

$$M_{4-1} = 12{,}29\times2{,}1\times10^6\times0{,}369\times$$

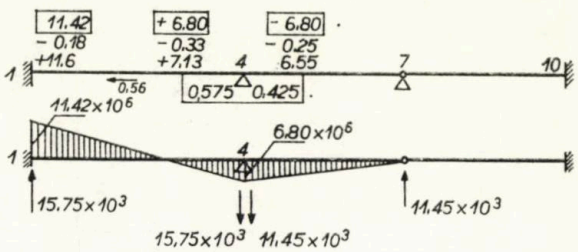
$$\times\,\frac{10^6}{1{,}155\times10^6} = 7{,}13\times10^6$$

$$M_{1-4} = 19{,}99\times2{,}1\times10^6\times0{,}369\times$$

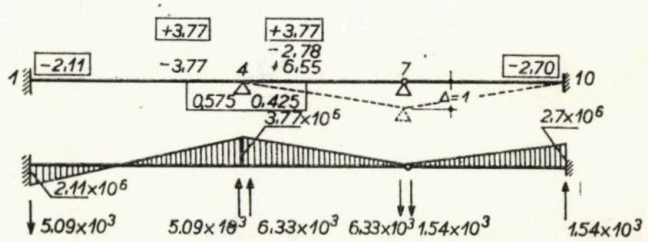
$$\times\,10^6\,\frac{1}{1{,}155^2\times10^6} = 11{,}6\times10^6$$

$$M_{4-7} = \frac{3EI\Delta}{l^2} = \frac{3\times2{,}1\times10^6\times0{,}369\times10^6}{0{,}595^2\times10^6} =$$

$$= 6{,}55\times10^6 \text{ kgcm}$$



Deplasarea 4, 5 şi 6



Reacţiunile în rigle şi stîlpi din deplasările 1 — 6 sînt trecute în tabelul 2 (Eforturi).

Pentru scrierea ecuaţiilor de echilibru, se calculează suma reacţiunilor în nodurile interioare ale reţelei din rigle şi stîlpi. Astfel :

$$\Sigma R_4 = -\,28{,}840\,c_1 + 3{,}28\,c_2 - 1{,}64\,c_3 + 11{,}45\,c_4 = 0$$

$$\Sigma R_5 = +\,3{,}28\,c_1 - 33{,}76\,c_2 + 3{,}28\,c_3 + 11{,}45\,c_5 = -\,1$$

$$\Sigma R_6 = -\,1{,}64\,c_1 + 3{,}28\,c_2 - 28{,}84\,c_3 + 11{,}45\,c_6 = 0$$

$$\Sigma R_7 = +\,11{,}45\,c_1 - 13{,}69\,c_4 + 11{,}65\,c_5 - 5{,}82\,c_5 = 0$$

$$\Sigma R_8 = + 11{,}45\ c_2 + 11{,}65\ c_4 - 31{,}17\ c_5 + 11{,}65\ c_6 = 0$$

$$\Sigma R_9 = + 11{,}45\ c_3 - 5{,}82\ c_4 + 11{,}65\ c_5 - 7{,}36\ c_6 = 0$$

Din motive de simetrie a reţelei, $c_1 = c_3$ şi $c_4 = c_6$. În acest caz, sistemul de ecuaţii devine :

$$\begin{cases} -30{,}48\ c_1 + 3{,}28\ c_2 + 11{,}45\ c_4 = 0 \\ + 6{,}56\ c_1 - 33{,}76\ c_2 + 11{,}45\ c_5 = -1 \\ + 11{,}45\ c_1 - 19{,}51\ c_4 + 11{,}65\ c_5 = 0 \\ + 11{,}45\ c_2 + 23{,}30\ c_4 - 31{,}17\ c_5 = 0 \end{cases}$$

care are următoarele rădăcini :

$$c_1 = c_3 = 0{,}02185$$
$$c_2 = 0{,}05127$$
$$c_4 = c_6 = 0{,}04347$$
$$c_5 = 0{,}05133$$

În tabelul 2 sînt calculate eforturile finale în baza relaţiei (2). La acest tabel se observă că valorile :
$R_n^I R_n^{II}$, ... şi M_n^I, M_n^{II},... sînt trecute la partea inferioară a rîndurilor, iar
$R_n^I c_1$, $R_n^{II} c_2$... şi $M_n^I c_1$, $M_n^{II} c_2$... sînt trecute la partea superioară a rîndurilor.

Momentele finale în structură sînt arătate în fig. 8

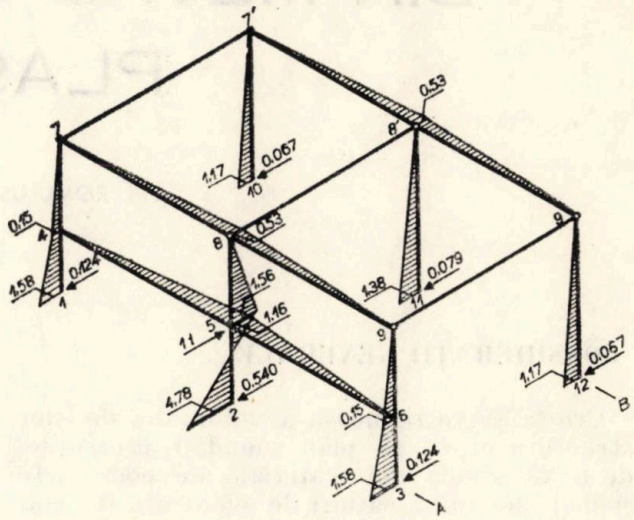


Fig. 8

IV. CONCLUZII

1. Luarea în considerare a comportării spaţiale a halelor industriale dă posibilitatea calculării eforturilor în structura de rezistenţă mai aproape de starea de solicitare reală, prin comparaţie cu modul de calcul plan.

Din exemplul arătat, se poate vedea că momentul la baza stîlpului încărcat scade de la 7,9 tm la 4,78 tm (fig. 9), ca urmare a rezemării elastice a stîlpului la nivelul acoperişului în contravîntuirile longitudinale, cît şi prin rezemarea la nivelul căii de rulare în grinda de frînare.

Utilizarea calculului de conlucrare spaţială permite determinarea eforturilor în elementele de legătură longitudinală dintre cadre : contravîntuiri sau grinda de frînare, lucru care nu se poate obţine în ipoteza de calcul plan.

Neluarea în consideraţie a comportării spaţiale poate duce în unele cazuri la suprasolicitări în unele elemente de rezistenţă, ca de ex. în contravîntuiri longitudinale, sau chiar în stîlpi la nivelul căii de rulare (în exemplul dat se poate vedea că valoarea momentului creşte de la 1,24 tm la 1,56 tm).

2. Procedeul de calcul prezentat se poate utiliza, cu unele adaptări, în cele mai diverse cazuri, la :

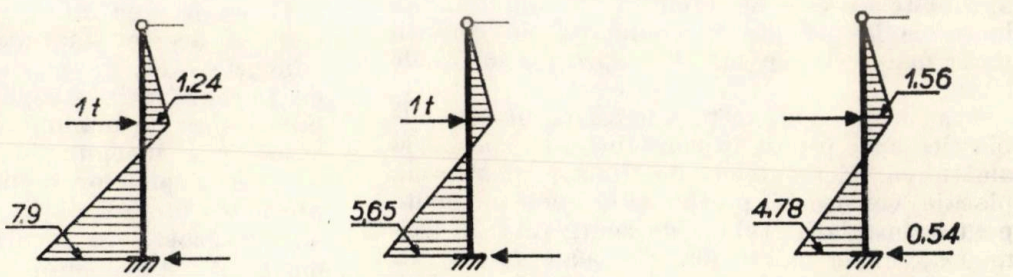
— hale cu una sau mai multe deschideri, cu acoperişul la acelaşi nivel sau în trepte,

— hale cu travee şi rigidităţi ale cadrelor transversale, egale sau diferite, ş.a.

3. Procedeul de calcul cu ajutorul reţelelor plane permite aplicarea lui, prin mijloace obişnuite la îndemîna proiectantului, folosind tabelele cu rigidităţi sau tabelele cu grinzi cu reazeme denivelabile etc.

Se pot, de asemenea, utiliza maşinile de calcul pentru rezolvarea sistemelor de ecuaţii, cît şi a tabelului de eforturi, sau pentru rezolvarea integrală a calculelor de conlucrare spaţială.

Comparaţie între momentele stîlpului A - cadrul din mijloc



a) calcul de cadru plan (fără conlucrare)

b) cu conlucrare : repartizarea forţelor în lung prin contravîntuirea acoperişului

c) cu conlucrare : repartizarea forţelor în lung prin contravîntuiri şi grinda de frînare

Fig. 9

UNELE ASPECTE PRIVIND REALIZAREA ELEMENTELOR DE CONSTRUCȚIE MIXTE DIN METAL ȘI MATERIALE PLASTICE

Ing. ROMULUS CONSTANTINESCU
—I N C E R C—

CONSIDERAȚII GENERALE

Creșterea vertiginoasă a volumului de construcții a creat pe plan mondial necesitatea de a se studia noi materiale de construcție și mai ales noi alcătuiri de elemente de construcție, bazate pe structuri mixte, mai ușoare și mai rezistente la intemperii și agenți nocivi, cu folosirea în principal a materialelor plastice.

Structurile mixte folosise în ultimul timp în construcții au alcătuiri foarte variate. Dacă în aceste structuri lemnul și metalul s-au folosit și se mai folosesc și astăzi sub forma unor alcătuiri foarte diferite, masele plastice abia încep să fie studiate pentru a fi folosite în alcătuirea structurilor construcțiilor.

La foarte multe tipuri de construcții se simte însă nevoia ca aceste structuri să fie structuri de rezistență cu posibilități de montare și demontare ușoară, sau elemente de umplutură pentru pereți și acoperișuri, cu caracteristici corespunzătoare pentru asigurarea în special a izolării termice.

În aceste structuri mixte, unele materiale plastice au caracteristici fizico-mecanice foarte apropiate de cele ale oțelului sau aluminiului, lucru ce le permite să conlucreze în condiții mult mai bune cu metalul, spre deosebire de lemn.

Pînă în prezent, în țara noastră, materialele plastice s-au folosit în construcții în special la alcătuirea elementelor de finisaj (pardoseli, placaje, vopsitorii), precum și la unele elemente pentru instalații (tuburi de scurgere); de asemenea, unele mase plastice s-au folosit ca materiale termoizolatoare. În viitorul apropiat sînt prevăzute a se produce și la noi în țară unele materiale plastice care vor permite folosirea lor și la structurile de rezistență ale clădirilor. Este vorba în special de poliesterii armați cu fibre de sticlă, cu care se vor realiza produse fie sub formă de țevi sau plăci plane, sau ondulate, fie chiar diverse alcătuiri de construcții sau elemente de construcție ușoare, ce vor putea fi destinate pentru expoziții, construcții sezoniere pe litoral, baracamente de șantier, elemente de închidere și compartimentare pentru construcții și altele.

Întrucît materialele plastice au un modul de elasticitate scăzut (chiar și cele termorigide), fapt ce impune folosirea unor secțiuni foarte mari, a rezultat ca necesară studierea și realizarea materialelor plastice armate, care au un modul de elasticitate mai mare.

În același timp, din necesitatea de a realiza elemente de dimensiuni mari, la care nu se poate folosi tehnologia obișnuită de formare a materialelor plastice în matrițe la cald, s-au studiat în străinătate și s-au realizat poliesteri nesaturați care se reticulează (să se întărească) la temperatura obișnuită a încăperilor. Prin combinarea poliesterilor cu fibrele de sticlă s-au obținut materiale cu un raport mare *rezistență/greutate specifică*, putînd concura din acest punct de vedere în multe cazuri cu metalele.

Deoarece, pe de o parte, comportarea în timp a acestor materiale sub sarcină nu se cunoaște bine, iar pe de altă parte, tehnologia de formare prin stropire sau manual necesită un consum de manoperă mai ridicat, în prima etapă s-a început în străinătate fabricația în serie a plăcilor ondulate și a tuburilor de presiune în instalații mecanizate sau chiar automatizate. Se menționează totuși că elemente de dimensiuni mari, mergînd pînă la construcții spațiale, s-au realizat numai ca prototipuri sau serii mici, după ce s-a pus la punct tehnologia de fabricație a plăcilor ondulate din P.A.S. (poliesteri armați cu fibre de sticlă).

În acest articol se prezintă rezultatele unor cercetări de laborator asupra plăcilor din P.A.S., asupra barelor din P.V.C. solicitate la încovoiere (bare simple sau umplute cu mortare cu materiale plastice) și asupra unor elemente mixte de acoperiș din materiale plastice și oțel. Cercetările de laborator ale căror rezultate sînt prezentate în acest articol au fost efectuate la INCERC, unde, din anul 1970, s-a și realizat o clădire cu caracter experimental, al cărei acoperiș este alcătuit cu elemente de rezistență mixte, din materiale plastice și oțel.

Scopul pe care-l urmărește acest articol este de a prezenta constructorilor din țara noastră posibilitățile multiple ce există pentru realizarea unor construcții ușoare cu un consum foarte redus de oțel și cu o productivitate a muncii foarte ridicată. De asemenea, se urmărește ca această prezentare să genereze o serie de noi cercetări în această problemă care să permită realizarea și în țara noastră a unor structuri ușoare de acoperișuri cu materiale proprii.

II. EXPERIMENTĂRI DE ELEMENTE DE CONSTRUCȚIE MIXTE DIN METAL ȘI MATERIALE PLASTICE

Pentru realizarea unor acoperișuri ușoare din materiale plastice și oțel sau aluminiu, au fost necesare o serie de cercetări care să confere garanția unei comportări corespunzătoare a acestora, în condițiile de climă din țara noastră. Aceste cercetări au fost începute cu verificarea în laboratoarele INCERC a unor elemente de construcție realizate cu materiale importate (plăci ondulate din poliesteri armați cu fibre de sticlă) și cu structuri speciale alcătuite din tuburi din P.V.C., simple sau umplute cu beton, cu piese metalice, de regulă din oțel-beton.

Structurile studiate pot fi utilizate la executarea fermelor de acoperiș cu deschideri mici (9 — 12 — 15 m), a panelor de acoperiș și chiar la realizarea unor structuri spațiale tridirecționale sau cvadridirecționale.

Pînă în prezent au fost terminate cercetările de laborator asupra plăcilor ondulate din P.A.S. și asupra tuburilor din P.V.C. umplute cu beton (cu adaosuri de materiale plastice).

a. *Cercetări de laborator efectuate pe P. A. S.*

Cercetările de laborator asupra plăcilor din poliesteri armați cu fibre de sticlă au comportat, în prima etapă, o analiză a metodelor de încercare folosite în diferite țări ale lumii, constatîndu-se că există foarte mari deosebiri între prescripțiile oficiale din Franța (NF —P—38—301/1967), Anglia (B.S.—4154/1967), C.A.E.R. (P.S. 062/1965), Piața Comună și S.U.A.

Aceste deosebiri constau atît în metodica propriu-zisă de încercare, cît și în ce privește numărul de încercări pentru stabilirea diferitelor caracteristici. Spre deosebire de caracteristicile de aspect și cele geometrice, care cu mici diferențe apar în toate normele, la încercările mecanice apare o diferență netă între normele vestice, care recomandă încercări pe plăci în diverse variante, și norma CAER, care indică numai o determinare pe material a rezistenței la tracțiune și a modulului de elasticitate la tracțiune.

Tabelul 1

Caracteristicile mecanice ale plăcilor ondulate din P.A.S.

Caracteristica	U/M	Valoare prospect.	Valoare determinată	
			Ondule 177 × 51mm	Ondule 76 × 18 mm
— Rezistența la tracțiune	kgf/cm²	1 400	785	—
— Rezistența la încovoiere	”	1 700	1 795	1 440
— Modulul de elasticitate la încovoiere	”	100 000	44 800	39.470
— Rezistența la șoc	”	—	245	200

Ținînd seama de diferențele ce apar între aceste norme străine, INCERC a trebuit să sintetizeze și să formuleze norme proprii de încercare, care țin seama de cele mai importante criterii de apreciere și de aparatura existentă în țara noastră.

Au fost stabilite metode de încercare pentru caracterizarea condițiilor de aspect, a elementelor geometrice și a proprietăților fizico-mecanice ale materialelor plastice.

În tabelul 1 se prezintă rezultatele încercărilor mecanice, obținute pe epruvete mici, decupate din foile ondulate din P.A.S., în comparație cu valorile indicate în prospectul firmei Grillo-Filon.

Cu excepția rezistenței la tracțiune care s-a făcut pe epruvete „limbă de pisică”, cu zona activă avînd lățimea de 2 cm (model de epruvetă indicat în studiul publicat de R. Csorba), celelalte determinări au fost făcute pe epruvete Dynstat.

Încercările pentru determinarea rezistenței la încovoiere au fost efectuate pe plăci nefixate și pe plăci fixate, pînă la ruperea plăcilor (fig. 1).

În tabelul 2 sînt date indicații asupra condițiilor de încercare a plăcilor așezate liber pe reazeme, condiții care sînt prevăzute în cele trei norme naționale (menționate mai înainte), precum și condițiile stabilite de către INCERC, în care s-au făcut încercările de laborator.

Din încercările de laborator efectuate la INCERC și prezentate în diagramele din fig. 2

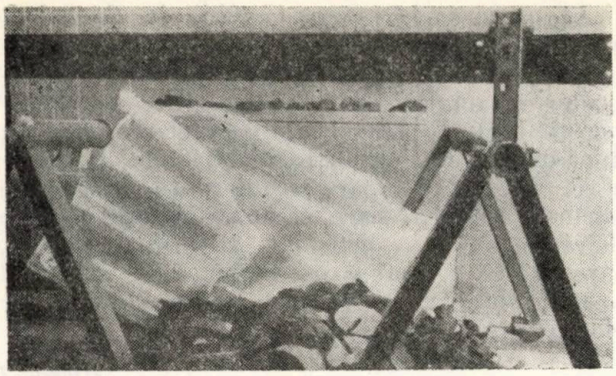


Fig. 1

Tabelul 2

Condiţiile de încercare la încovoiere a plăcilor din P.A.S. aşezate liber pe reazeme

Caracteristicile încercării	NF P 30—302 (franceză)	BS 4154—67 (britanică)	ASTM 1502—60 (americană)	INCERC
1	2	3	4	5
— Tipul de încercare	3 puncte	4 puncte	4 puncte	4 puncte
— Distanţa între reazeme, mm	1 100	1 067	600	1 100
— Lungimea, mm	1 250	1 372	770	1 250
— Distanţa cuţitelor de reazeme, mm	5 500	267	152,4	397,5
— Suporţii	lemn 230 mm plan acoperit pîslă 10 mm	lemn 51 mm plan	metal Ø12—18mm sau lemn cu muchia tăietoare cu raze de 6—8 mm	metal Ø21mm
— Lăţimea, mm	177×51			
	5 ondule 885 mm 6 ondule-1062 mm 76×12	comercială	min.612 mm	531 mm 532 mm
	888 mm			
— Condiţii de aplicare a forţei	10kgf/mm	Cît mai rapid şi uniform 79 kgf	20—30kgf/min	10 kgf/min
— Condiţiile impuse în norme	Rupere	Săgeata 15 mm după 5 minute	$R = \frac{12\,P}{L}$ —	R1a1/100a
—Rezultate obţinute	—	—		177×51— 49 kgf pe 532mm 76×18—21 kgf pe 531mm

şi fig. 3 se constată că placa cu ondulă de 177 × 51 mm a prezentat inversare de ondulă, care a impus întreruperea încercării încă de la o săgeată de 5 cm, pe cînd la placa cu ondulă de 76 × 18 mm nu s-a produs inversarea de ondulă nici la săgeata de 15 cm, la care încercarea a trebuit să fie întreruptă din cauza terminării cursei aparatului utilizat. Aceasta înseamnă că ondula mică este mult mai stabilă ca formă şi permite solicitarea materialului la maximum, ceea ce explică valoarea ridicată obţinută faţă de placa cu ondulă mare de 177 × 51 mm.

În laborator au fost efectuate şi încercări pe plăci fixate pe reazeme. Această metodă nu este prevăzută în normele naţionale din Franţa, Anglia şi S.U.A., însă este apreciată de noi ca o metodă care permite să se obţină indicaţii asupra comportării reale a plăcilor în exploatare. Au fost efectuate astfel de încercări atît pentru sarcini de rupere de scurtă durată, cît şi pentru sarcini de rupere de lungă durată (comportarea în timp).

În fig. 4, 5 şi 6 sînt reprezentate variaţiile săgeţilor în funcţie de natura sarcinii, de sistemul de prindere, precum şi de durata încărcării, atît la cele două probe încărcate la rupere, cît şi pe porţiunea iniţială a încărcării pentru sarcini de durată. Se constată că dacă neglijăm diferenţele produse de neplaneitatea iniţială a plăcii, cele trei epruvete au mers în paralel. Pînă la cca 70 kg se poate considera că deformaţia este practic liniară, după care apare o schimbare de pantă şi continuă din nou liniară pînă la cca 400 kg. Curba are forma tipică a materialelor rigide de tipul oţelului.

Pe diagramă s-a marcat punctul corespunzînd la 1/100, la care placa preia o sarcină de 185 kg, respectiv 156 kg/m², ceea ce depăşeşte sarcina maximă dată de zăpadă.

O altă încercare efectuată este aceea privind rezistenţa la sfîşiere în dreptul cîrligului, încercare cuprinsă în cele trei norme naţionale arătate mai înainte.

Detaliile de încercare diferă între cele trei norme, în norma franceză şi cea britanică folosindu-se două bolţuri care întind epruveta, pe cînd în norma americană se foloseşte un singur bolţ, cealaltă parte a epruvetei fiind prinsă în bacurile normale ale aparatului de tracţiune.

Din analiza acestor caracteristici rezultă că încercarea pentru determinarea rezistenţei la sfîşiere, după metoda engleză, este cea mai apropiată de condiţiile reale, deoarece, pe de o parte, niciodată nu se va amplasa cîrligul la o distanţă mai mică de 40 mm de marginea plăcii, iar pe de altă parte este obligatoriu să se lase o toleranţă între diametrul găurii şi al cîrligului pentru a prelua jocul de dilataţie al plăcii, care este mai mare decît al distanţei între pane.

Deoarece la noi în ţară se preconizează folosirea unui cîrlig de Ø 8 mm (fig. 7), s-au făcut o serie de asemenea încercări pînă la sfîşierea şaibelor (fig. 8) cu epruvete asemănătoare. cu cele recomandate în BS 4154, dar cu bolţuri de Ø 8 mm şi găuri de Ø 10 mm; în acelaşi

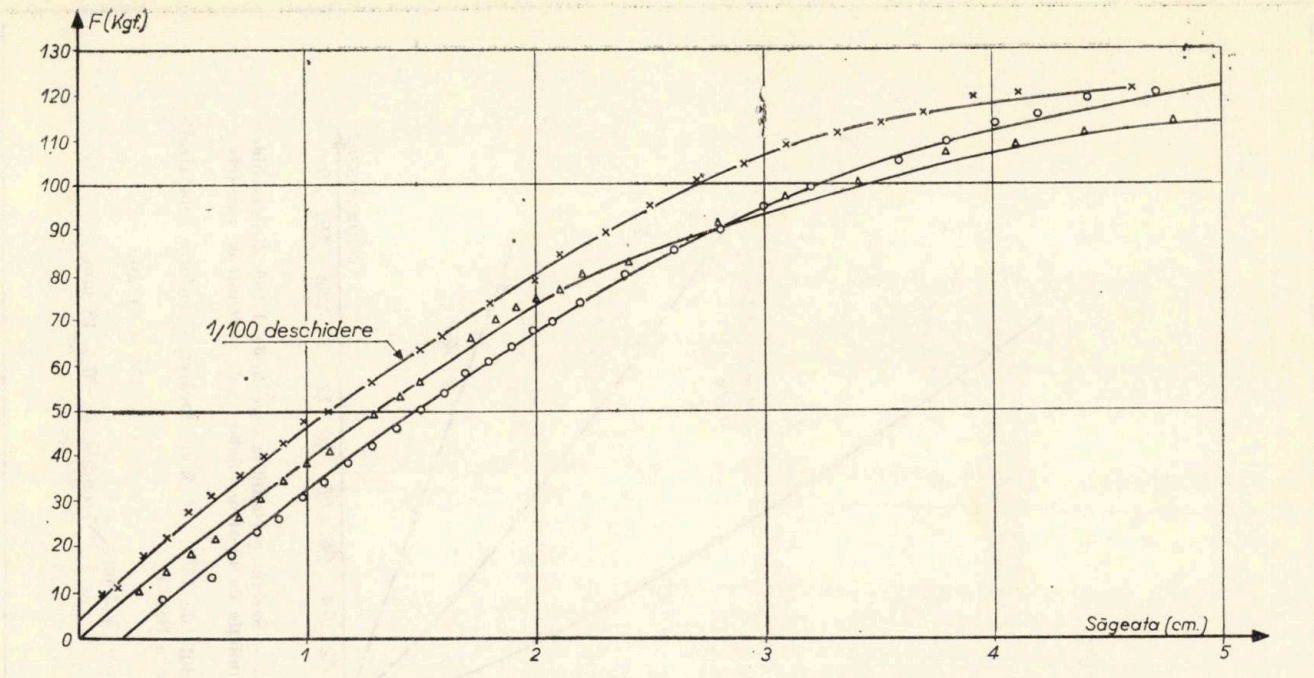


Fig. 2 — Diagrama forţă-deformaţie a plăcilor cu ondule de 177 × 51 mm încărcate în patru puncte. Placă liberă.

timp s-a mai făcut o serie de încercări la plăcile cu ondulă mare cu acelaşi bolţ de Ø 8 mm, dar îmbrăcat cu manşonul de polietilenă al piesei de protecţie şi cu o gaură de Ø 12 mm.

Epruvetele s-au montat liber pe cele două bolţuri fixate de clemele aparatului de tracţiune. Aplicarea forţei s-a făcut cu viteza corespunzînd deplasării clemei mobile cu 15 mm pe minut. În tabelul 3 sînt prezentate rezultatele celor trei serii de încercări.

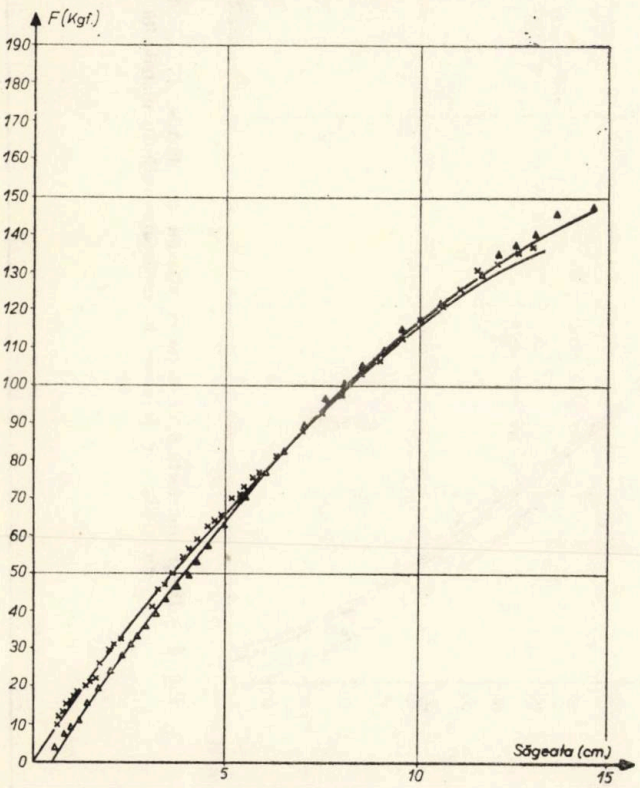


Fig. 3 — Diagrama forţă-deformaţie a plăcilor cu ondule de 76 × 18 mm încărcate în patru puncte. Placă liberă.

În ceea ce priveşte determinarea caracteristicilor fizice, în afară de absorbţia de apă şi transmisia de lumină prevăzute în normele naţionale amintite, s-a făcut şi determinarea coeficientului de dilatare. Aceste caracteristici s-au măsurat atît pe epruvete preluate din stoc, cît şi pe epruvete îmbătrînite natural sau artificial.

În cadrul încercărilor la îmbătrînire accelerată s-au expus epruvete de 30 × 30 cm la ciclurile de îmbătrînire pentru exterior, efectuate în INCERC pentru toate materialele plastice expuse intemperiilor.

Ciclurile au constat din:

— expunerea 1/2 oră la + 70°C
— expunerea 1/2 oră la apă rece
— expunerea 1 oră la raze ultraviolete
— expunerea 1/2 oră la apă rece
— expunerea 1/2 oră la — 25°C

Tabelul 3

Rezultatele încercării la sfîşiere în dreptul cîrligului

Ondule 76 × 18 mm	Ondule 177 × 51 mm	
Gaura Ø 10, bolţ Ø 8 kgf/gaură	Gaura Ø10, bolţ Ø 8 kgf/gaură	Gaura Ø 12 bolţ Ø 8 kgf/gaură
125*	178*	110*
150*	193*	170*
131*	198	111*
137	201	136
142	—	158
136,5+14 −13	192,5+ 9 −14	137+33 −27

* Epruvetele au fost luate de pe coama ondulelor. Cele nemarcate au fost luate din adîncimea între două ondule.

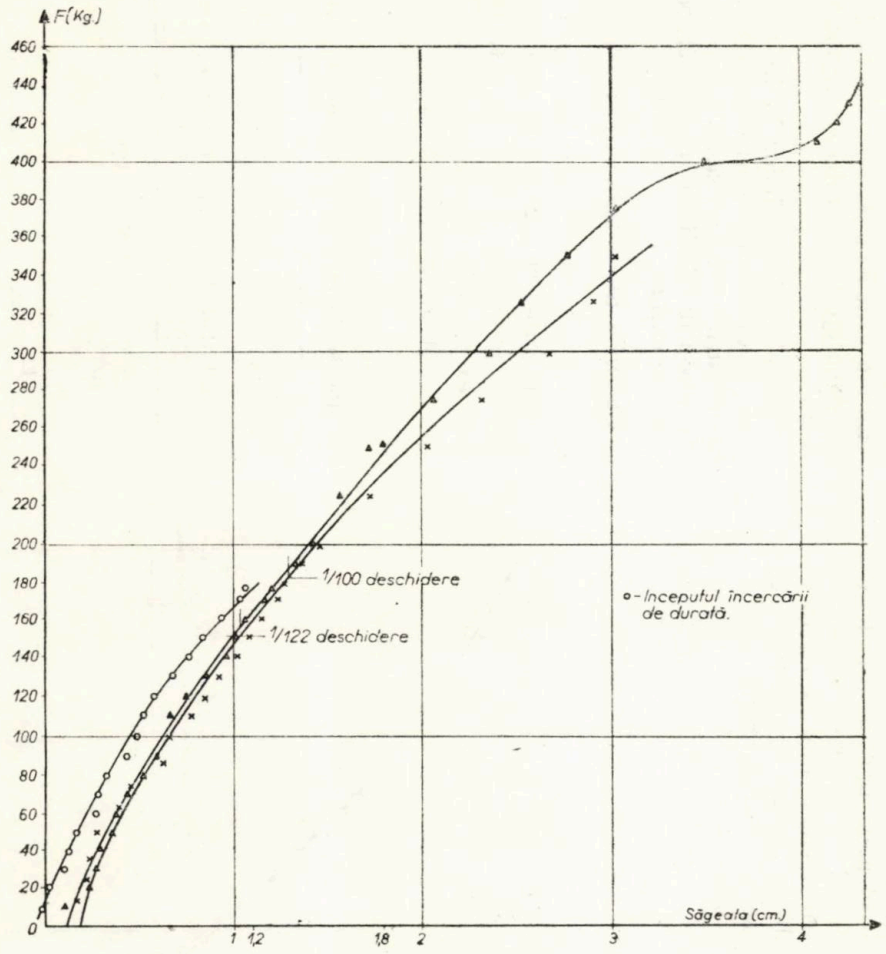


Fig. 4 — Diagrama forță-deformație a plăcilor de P.A.S. 177 × 51 mm montate cu cîrlige de prindere la încărcare uniform distribuită.

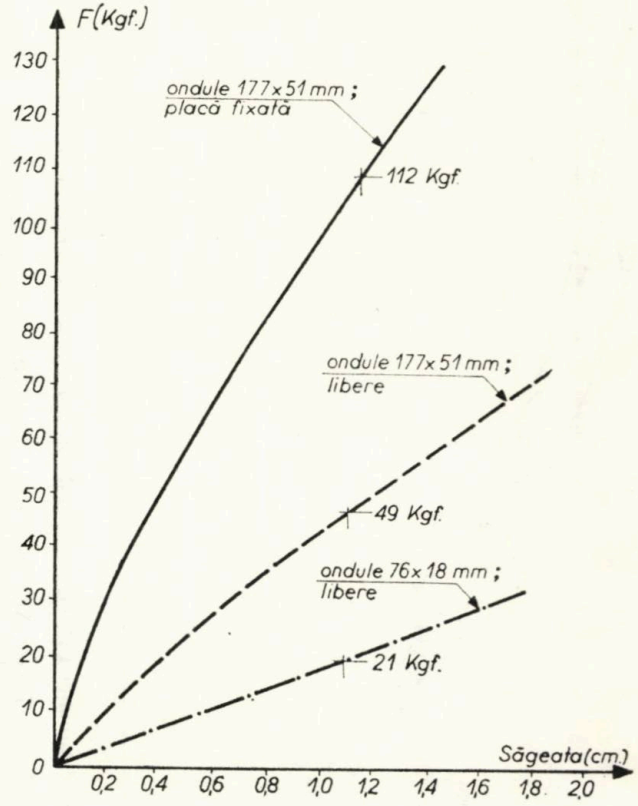


Fig. 5 — Sarcina preluată la săgeata de 1/100 din desehidere în funcție de tipul ondulelor și de sistemul de prindere.

Ondule de 177 × 51 mm. Încărcare uniform repartizată pe placa fixată.

Lățime 532 mm { 3 ondule de 177 × 51 mm
7 ondule de 76 × 18 mm

Inițial s-a încercat să se urmărească și variația caracteristicilor mecanice în funcție de numărul de cicluri de îmbătrînire. În acest scop, la fiecare 10 cicluri s-au preluat epruvete tip Dynstat pe care s-a determinat rezistența la șoc, încovoiere și modulul de elasticitate la încovoiere.

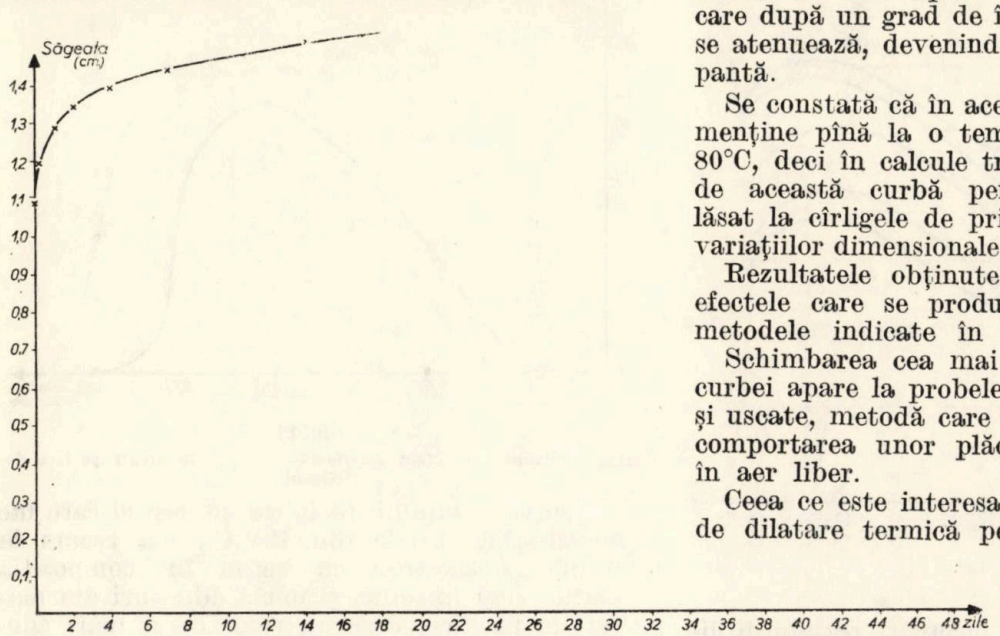
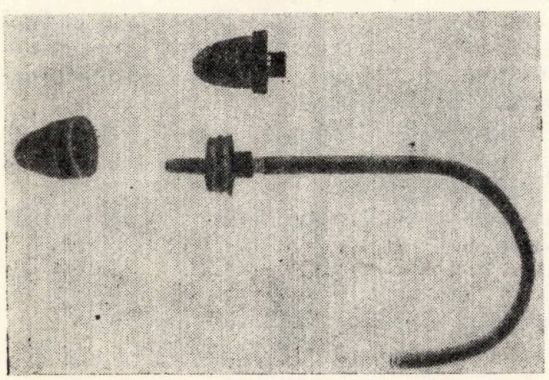


Fig. 6 — Încărcarea de durată a plăcii ondule de 177 × 51 mm.



◄ **Fig. 7**

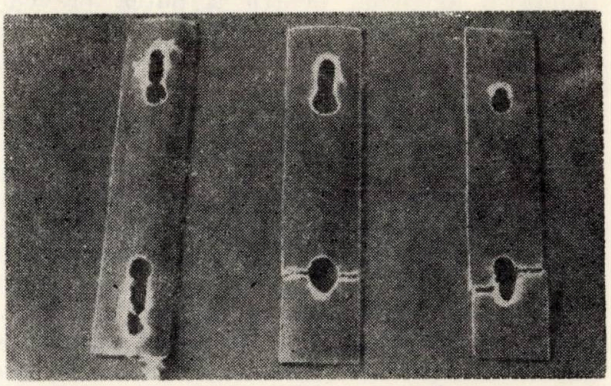


Fig. 8 ►

Așa cum se indică și în literatură, îmbătrînirea poliesterilor armați cu fibre de sticlă nu se reflectă în caracteristicile mecanice decît în ultima etapă de degradare, ceea ce nu permite folosirea acestor încercări pentru urmărirea îmbătrînirii accelerate. Din această cauză s-a urmărit variația transmisiei de lumină și schimbarea coeficientului de dilatare, atît pentru probele de laborator supuse la îmbătrînire accelerată, cît și pentru acelea supuse la îmbătrînire naturală.

Variația dimensională este prezentată în fig. 9, în funcție de temperatură, comparativ între o probă neîmbătrînită cu umiditatea normală din cameră și altă probă uscată în vid. Se constată că pînă la +50° C nu apare nici o diferență, dar peste această temperatură proba uscată prezintă o variație mai mare. Pe de altă parte, din rezultatele prezentate în diagrama din fig. 10 se constată că, o dată cu îmbătrînirea poliesterului, crește temperatura la care apare o inflexiune a curbei, care după un grad de îmbătrînire mai avansat se atenuează, devenind o simplă schimbare de pantă.

Se constată că în acest caz, curba inițială se menține pînă la o temperatură mai mare de 80°C, deci în calcule trebuie să se țină seama de această curbă pentru stabilirea jocului lăsat la cîrligele de prindere pentru preluarea variațiilor dimensionale.

Rezultatele obținute sînt asemănătoare cu efectele care se produc prin recoacere după metodele indicate în unele standarde.

Schimbarea cea mai accentuată de alură a curbei apare la probele fierte două ore în apă și uscate, metodă care însă nu are legătură cu comportarea unor plăci expuse la intemperii în aer liber.

Ceea ce este interesant este faptul că curba de dilatare termică permite o diferențiere a diferitelor grade de îmbătrînire.

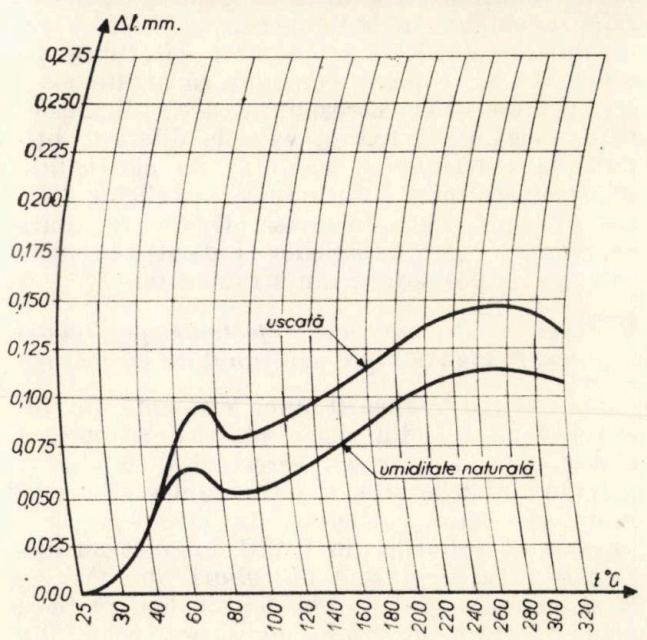


Fig. 9

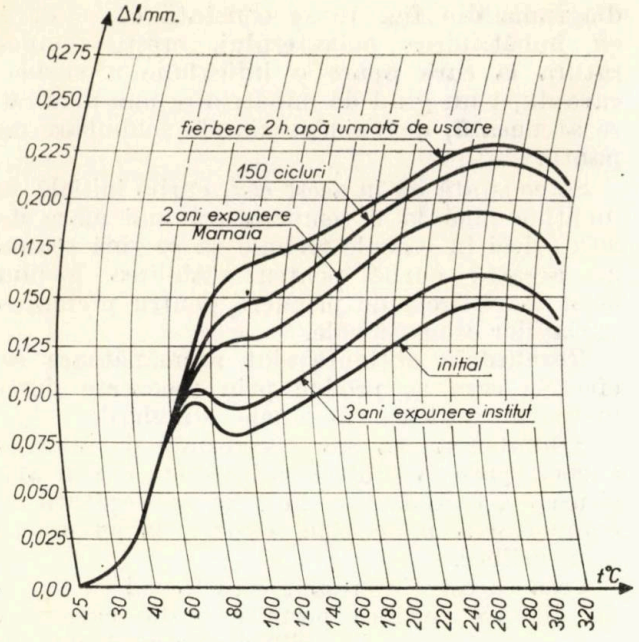


Fig. 10

Totodată din aceste încercări rezultă utilitatea unor poligoane de expunere în condiţii climatice extreme, pentru a putea prevedea durabilitatea diferitelor materiale în diverse condiţii climatice din ţară, pe baza probelor de îmbătrînire accelerată.

Transmisia de lumină este prezentată în fig. 11 pentru o repartiţie statistică a valorilor de transmisie obţinute în diverse puncte ale aceleiaşi plăci, de unde rezultă neomogenitatea materialului atunci cînd este cercetat în fascicule înguste. Din această cauză, metoda nu apare eficientă pentru urmărirea îmbătrînirii, deoarece variaţiile constatate chiar după doi ani de expunere la poligonul Mamaia, sau după 120 de cicluri de îmbătrînire, sînt mai mici decît variaţiile constatate pe probele de materiale neexpuse la intemperii.

Din cercetările de laborator efectuate pe plăci P.A.S. se poate conchide că aceste plăci au caracteristici corespunzătoare (dimensionale, mecanice şi fizice), valorile diferite obţinute la tracţiune şi modulul de elasticitate pe epruvete mici datorîndu-se metodelor folosite, deoarece comportarea plăcilor ca atare corespunde caracteristicilor indicate în literatura de specialitate din străinătate.

b. *Cercetări de laborator efectuate pe tuburi din P. V. C. simple sau umplute cu beton*

În vederea realizării unor elemente de rezistenţă mixte, din mase plastice şi oţel, a fost făcută o serie de cercetări de laborator privind tuburile din P.V.C. simple sau umplute cu beton, solicitate la încovoiere. S-a început cu tuburile din P.V.C. întrucît nu dispunem pînă în prezent de tuburi din P.A.S., care au un modul de elasticitate mai mare şi o comportare în timp superioară celor din P.V.C.

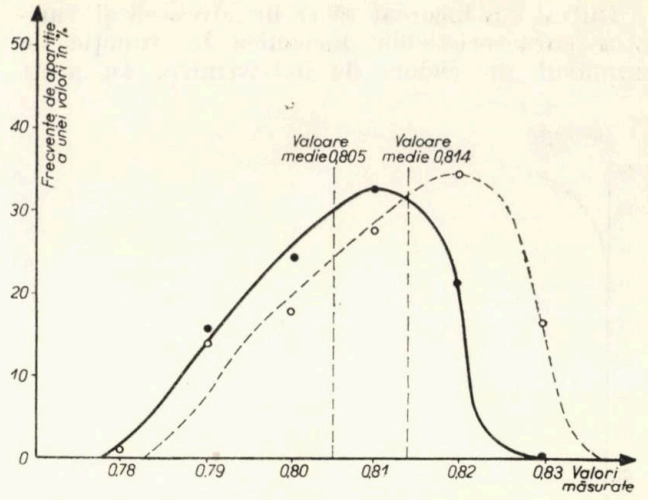


Fig. 11

——— iluminări pe faţa exterioară ..... iluminări pe faţa interioară

Pentru a suplini unele caracteristici care fac neutilizabile ţevile din P.V.C., s-a recurs la umplerea acestora cu beton în compoziţia căruia s-au introdus şi unele adaosuri din materiale plastice, care au rolul de a mări aderenţa betonului cu peretele tubului din P.V.C. şi rezistenţa la flambaj şi încovoiere.

Au fost făcute încercări la încovoiere pe ţevi din P.V.C. cu diametrul de 50 mm şi cu grosimea peretelui de 3,9 mm, folosind ca umpluturi trei reţete de betoane:

— Beton simplu cu dozajul de 3 părţi agregate la o parte ciment şi apă pînă la consistenţa 6 la conul etalon.

Agregatele folosite au fost în proporţiile următoare:

de la 0...1 mm — 35%
de la 1...3 mm — 25%
de la 3...7 mm — 40%.

Cimentul folosit a fost RIM 200.

— Beton simplu cu aracet E 50.

Reţeta betonului a fost aceeaşi ca în primul caz, iar aracetul E 50 adăugat a fost de 30% faţă de ciment.

— Beton simplu cu CPMB (copolimer acetat de vinil cu maleat de butil), cu aceeaşi reţetă a betonului şi aceeaşi proporţie de adaos de material plastic.

Ţevile simple sau umplute cu beton au avut deschiderea de 150 cm şi au fost încărcate cu o sarcină concentrată la mijlocul deschiderii.

În fig. 12 se poate urmări cum variază săgeata la cele patru tipuri de probe (tub P.V.C. simplu, tub P.V.C. umplut cu beton simplu, tub P.V.C. umplut cu beton cu aracet E 50 şi tub P.V.C. umplut cu CPMB) în funcţie de încărcarea concentrată aplicată la mijlocul deschiderii, pînă la valoarea de 100 kgf.

Se constată că la această deschidere de 1,50 m şi la încărcarea concentrată deformaţia tubului este mare, ajungîndu-se la săgeţi de ordinul a 1/20 din deschidere la tuburile neumplute încărcate cu o sarcină de 90 kgf.

Dacă se compară deformaţia tuburilor în funcţie de materialele folosite pentru umplutură, se constată că deformaţia minimă, la aceeaşi încărcare, este obţinută la tuburile umplute cu beton simplu, însă diferenţa faţă de celelalte reţete este mică. Apare însă netă diferenţa de deformaţie între tuburile goale şi cele umplute.

În concluzie, se poate arăta că problema cercetărilor privind tuburile din mase plastice goale sau umplute cu beton se află încă la început, fiind necesare multe elemente care să elucideze problemele ce se pun la proiectarea şi realizarea construcţiilor cu structuri mixte.

c. *Cercetări de laborator efectuate pe elemente mixte de acoperiş din mase plastice*

În scopul realizării unor acoperişuri cu o greutate cît mai redusă au fost proiectate şi încercate pane de acoperiş alcătuite din tuburi de P.V.C. goale şi umplute cu beton, armate cu oţel-beton.

Forma acestor pane a fost inspirată de panele realizate la pavilionul expoziţiei R. S. România de la Damasc, proiectat în anul 1957. Este vorba, în fond, de o grindă macaz, la care talpa superioară este realizată din ţeavă de P.V.C. (goală sau umplută cu beton), talpa inferioară (tirantul) este alcătuit dintr-o bară de oţel-beton şi montanţii sînt formaţi din inele metalice decupate din ţeavă cu diametrul de 134 mm şi grosimea de 5 mm. Atît tirantul, cît şi inelele metalice sînt fixate de grinda din P.V.C., prin intermediul unor piese metalice, conform detaliilor din fig. 13 şi 14.

După proiectarea elementului şi efectuarea calculelor de rezistenţă s-a trecut la încercarea

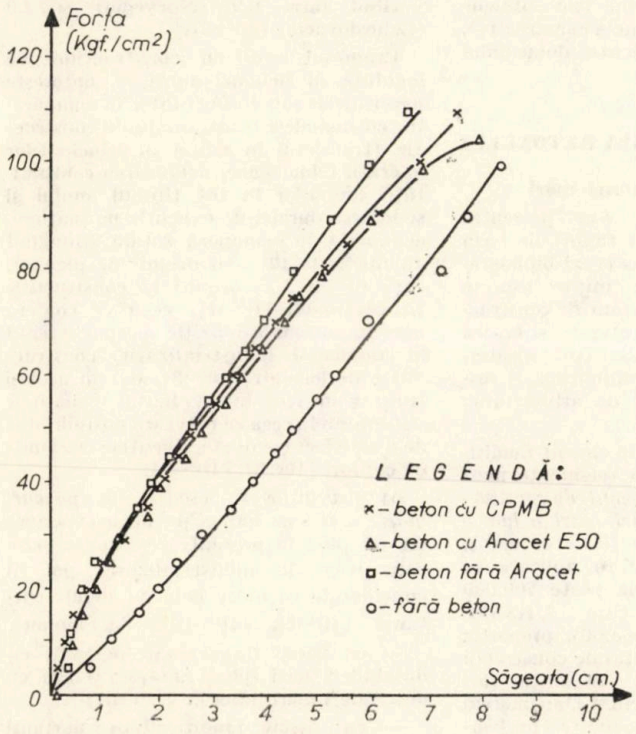


Fig. 12

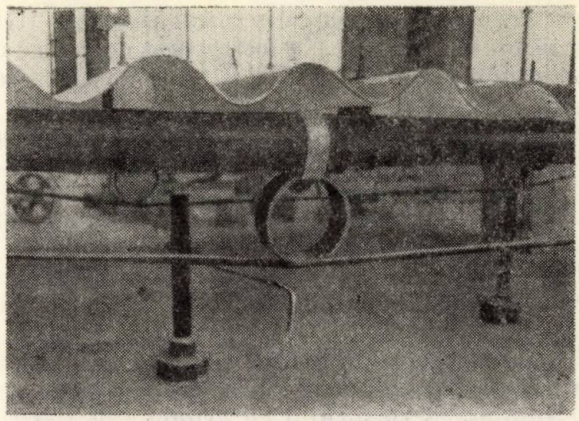


Fig. 13

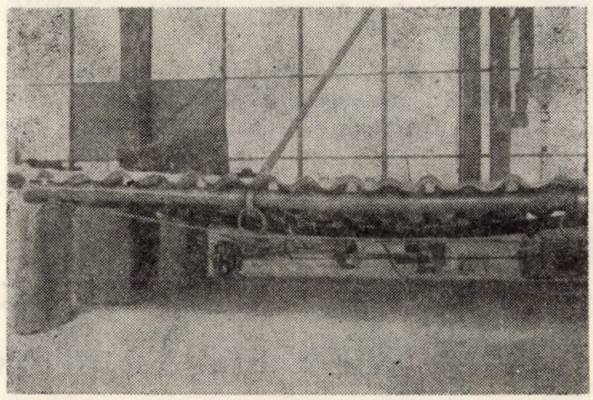


Fig. 14

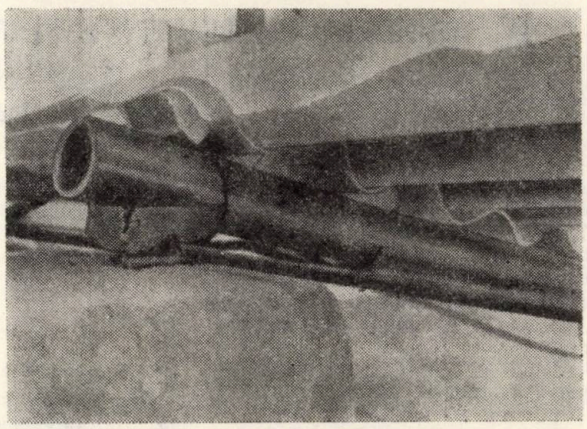


Fig. 15

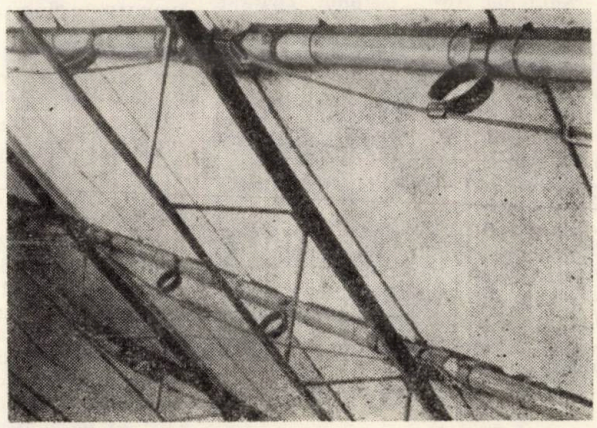


Fig. 16

unui tronson de acoperiş alcătuit din trei grinzi mixte peste care a fost prinsă cu cîrlige o placă ondulată din poliesteri armaţi cu fibre de sticlă.

Încărcarea a fost făcută cu săculeţi de nisip, încărcîndu-se radial, dinspre margini spre centru, iar săgeata s-a măsurat cu ajutorul unor flexi-metre Huggenberger, prin intermediul unui reper montat la partea inferioară a grinzii.

La o încărcare de 200 kgf/m^2, a cedat îmbinarea de capăt la grinda centrală, aşa cum rezultă din fig. 15.

În urma acestei încercări, care a confirmat rezultatele bune obţinute prin calcul, s-a revizuit îmbinarea tirantului cu grinda din P.V.C. şi s-a trecut la realizarea unui acoperiş experimental care a fost construit în incinta INCERC în anul 1970.

Construcţia are dimensiunile în plan de 8,50 × 9,00 m, pereţii fiind din panouri mari şi acoperişul din ferme metalice, cu pane din P.V.C. armat.

Peste panele din P.V.C. este aşezat un strat termoizolator realizat din plăci autoportante din vată minerală tip SILAN, iar hidroizolaţia este alcătuită din plăci ondulate din azbociment.

Detaliile de alcătuire a acestor elemente sînt indicate în fig. 16.

După trecerea a două ierni, construcţia se menţine în stare perfectă, panele din tuburi din P.V.C. umplute cu beton neavînd deformaţii peste limitele admisibile, nu s-au produs infiltraţii şi aspectul învelitorii este foarte bun.

În viitor se consideră că se va putea extinde folosirea unor asemenea elemente de rezistenţă la construcţii cu caracter provizoriu sau la construcţii agrozootehnice. De asemenea, se va putea trece la realizarea unor structuri de rezistenţă mixte sub forma unor grinzi cu zăbrele plane sau spaţiale, a unor structuri tridimensionale sau cvadridimensionale, care vor permite în primul rînd reducerea consumului de oţel în construcţii şi, bineînţeles, vor contribui la reducerea greutăţii acestora.

CRONICA

DIN LUCRĂRILE CONGRESULUI AL V-LEA CIB*

„De la cercetare la practică — stimularea aplicării"

(Paris — Versailles, iunie 1971)

IV. SISTEME CONSTRUCTIVE ŞI TEHNOLOGII NOI ÎN DIVERSE DOMENII ALE CONSTRUCŢIILOR

Ing. **MIRCEA LUPAN**
INCERC

Această parte a lucrărilor congresului a constituit cea mai importantă grupă tematică, atît prin numărul de teme şi subteme tratate, cît şi prin volumul de rapoarte prezentate.

Au fost dezbătute în total şase teme din care unele subîmpărţite în subteme, şi anume :

— Tema 10 : Tehnologia betonului, cu patru subteme :
— Subtema 10^a — Panouri mari
— Subtema 10^b — Beton turnat în cofraje mari de inventar
— Subtema 10^c — Betonul aparent (finisarea betonului)
— Subtema 10^d — Rosturi
— Tema 11 : Sisteme de construcţii uşoare, cu două subteme :
— Subtema 11^a — Construcţii uşoare
— Subtema 11^b — Rosturi între elemente uşoare
— Tema 12 : Tehnologii industrializate cu două subteme :
— Subtema 12^a — Case individuale
— Subtema 12^b — Construcţia industrială a şcolilor.
— Tema 13 : Tehnologia clădirilor înalte
— Tema 14 : Tendinţe în utilizarea lemnului
— Tema 15 : Tendinţe noi în încălzire şi ventilaţie.

În cadrul fiecărei teme sau subteme s-au prezentat atît sistemele constructive, cît şi tehnologiile aferente domeniului respectiv de construcţie.

TEMA 10 — TEHNOLOGIA BETONULUI

14. *Subtema 10^a* — Panouri mari

La această subtemă s-au prezentat în total 12 rapoarte, un raport de bază şi 11 rapoarte de răspuns (vezi bibliografia), care au analizat multe aspecte importante ale acestui sistem de construcţie ca : dezvoltarea, avantajele şi critica sistemului ; tipurile de structuri ; alcătuirea panourilor ; rolul îmbinărilor şi rosturilor ; unele probleme de arhitectură ; tendinţe de viitor.

a) După datele culese în cadrul Comisiei de lucru CIB W. 19 (elemente mari de beton) rezultă că *sistemul de construcţii de locuinţe în panouri mari a luat o mare dezvoltare în toate ţările europene*, ajungînd în 1968 (după o aplicare în masă de circa 12 ani) la peste 700.000 apartamente pe an (din care URSS — 450.000 şi Franţa — 100.000), proporţia în % faţă de volumul total de construcţii de locuinţe, ajungînd în unele ţări la circa 60 % (Cehoslovacia şi Danemarca) [10^a ·1], iar numărul de locuinţe construite în panouri mari, la 1000 locuitori, variind între 0,2 (Norvegia) şi 2,9 (Cehoslovacia) [10^a ·9].

Progresul rapid al construcţiilor de locuinţe în panouri mari se datoreşte avantajelor sale importante, în comparaţie cu metodele tradiţionale de construcţie (transferul în uzină al principalelor operaţii tehnologice, asigurarea continuităţii lucrărilor în tot timpul anului şi scurtarea duratei de execuţie pe şantiere, economia de manoperă totală, ajungînd în medie la 12...16 ore/m^2 de planşeu, faţă de 22...25 ore/m^2 la construcţiile în cărămidă) [10^a ·1], ceea ce conferă acestui sistem o poziţie preponderentă în domeniul industrializării construcţiilor de locuinţe [10^a ·3], dar în acelaşi timp s-au scos în evidenţă şi limitele sistemului în ceea ce priveşte posibilitatea de a satisface complet exigenţele crescînde de confort [10^a ·3], [10^a ·4].

b) *Structurile de clădiri în panouri mari*, care s-au impus pe baza experienţei de pînă în prezent, corespunzătoare concepţiei de industrializare, pot fi considerate ca atare cele cu pereţi portanţi [10^a ·1], [10^a ·10], şi anume :

— cu pereţi transversali portanţi cu deschideri mici (pînă la 4,8 m) sau cu deschideri mari (pînă la 7,20 m) ;

— cu pereţi longitudinali portanţi (interiori şi exteriori) ;

* Continuare din nr. 6/1972

— cu pereți portanți pe ambele direcții: transversali și longitudinali (fie numai interiori, fie interiori și exteriori).

În afară de aceste tipuri de structuri, se mai utilizează, foarte rar, și structuri cu schelet prefabricat portant, pentru clădiri înalte, iar în ultimul timp au apărut și structurile cu elemente spațiale (celule tridimensionale).

Dintre aceste tipuri de structuri, cele mai răspîndite și mai eficiente sînt structurile cu pereți portanți transversali, cu deschideri mici și cu pereți portanți pe ambele direcții (în special pentru regiuni seismice), așa cum se utilizează și în țara noastră și al căror domeniu de aplicare poate fi extins pînă la 9 niveluri, cu bune rezultate [10ª·1].

c) *Alcătuirea panourilor* variază după funcțiunea și destinația în construcție.

● Panourile de pereți interiori, pentru a satisface condițiile de rezistență și izolare fonică, au — în majoritatea cazurilor — o alcătuire simplă, într-un singur strat de beton. de grosime corespunzătoare (minimum 14—15 cm);

● Panourile de pereți exteriori au cea mai complexă alcătuire, trebuind să îndeplinească funcțiuni multiple de portanță, izolare termică, aspect arhitectural exterior etc. [10ª·1] [10ª·10]. Pentru panoruile portante se folosesc două soluții de bază: soluția sandviș în trei straturi — cu strat termoizolator la mijloc — și soluția în strat unic, omogen, din beton ușor de rezistență și izolație, sau chiar o soluție în ceramică eficientă cu goluri, care în ultimul timp este răspîndită în o serie de țări ca Franța, Cehoslovacia, Elveția etc. [10ª·2].

Pentru panourile neportante se recurge, în general, la materiale ușoare: lemn, metal, azbociment sau chiar materiale plastice, pentru stratul de protecție și cu miez termoizolator la interior.

Există și tendința de a realiza panouri exterioare de dimensiuni mai mari (pe două sau mai multe travee), în cazul panourilor neportante, ceea ce prezintă avantajul reducerii numărului de rosturi exterioare, dar și dezavantajul cumulării eforturilor din variații de temperatură.

● Panourile de planșeu, cu rolul de rezistență și izolare fonică [10ª·1], [10ª·10], pot fi de trei tipuri principale: dale pline cu dimensiunile pe cameră, rezemate pe 2, 3 sau 4 laturi, cu grosimi de 10...20 cm; dale cu goluri, pentru deschideri pînă la 7,20 m și lățimi de 1,2...3,2 m, cu grosimi de 16...22 cm; dale nervurate, cu dimensiuni pe cameră, rezemînd pe 2 sau 4 laturi. Din punct de vedere al izolării fonice, la planșeele la care grosimea plăcii este suficient de mare pentru a ajunge la o greutate de circa 400 kg/m², este suficientă o pardoseală din covor cu substrat fonoizolator de tip *Tapiflex*, în timp ce la planșeele de grosimi mai mici este necesară o pardoseală flotantă.

d) *Îmbinările și rosturile* constituie cea mai importantă problemă a sistemului de construcție din panouri mari, a cărei rezolvare mai necesită perfecționări.

Sub aspectul îmbinărilor de rezistență, s-a atras atenția, în unele rapoarte [10ª·7], [10ª·9], cît și în discuții, asupra importanței asigurării unei securități garantate la solicitări orizontale pentru a evita prăbușirea în lanț, printr-o concepție adecvată și realizare îngrijită a îmbinărilor, în special la clădirile cu mai multe niveluri. Se recomandă, astfel, rosturi orizontale cu subbetonare între panourile verticale ce formează diafragme și planșee, folosind — pentru a ușura turnarea — un mortar plastic cu dozaj ridicat de ciment, care să asigure umplerea îmbinării, precum și un montaj cît mai precis, cu buloane de reglaj, după sistemul Larsen-Nielson, folosit în Danemarca și Ungaria [10ª·9].

În ceea ce privește rosturile între panourile exterioare, problema principală este asigurarea etanșeității și impermeabilității la aer și apă, precum și durabilitatea lor în timp, ceea ce se realizează prin adoptarea unor alcătuiri de rosturi deschise cu protecție dublă (în două trepte) [10ª·1],]10ª·10].

e) O problemă importantă, legată de extinderea sistemului de construcție în panouri mari, este aceea a *arhitecturii clădirilor* și a posibilităților acesteia în contextul industrializării.

Unii autori [10ª·1] au arătat că în urma studiilor efectuate, sistemele actuale de construcție din panouri mari permit realizarea unor ansambluri rezidențiale, conforme concepțiilor urbanistice moderne, cu o arhitectură suficient de variată, eliminîndu-se monotonia care a dominat începuturile sistemului, datorită faptului că arhitecții, care au înțeles că viitorul aparține unei arhitecturi industrializate, au găsit soluții corespunzătoare.

Din cele două sisteme principale de prefabricare: *sistemul închis* (cu clădiri tipizate pe baza unui nomenclator relativ restrîns de elemente) și *sistemul deschis* (bazat pe un catalog de elemente modulate cu aplicare la mai multe tipuri de clădiri), în cazul panourilor mari se aplică, pînă în prezent, în mod preponderent primul sistem, dar începe să apară un plus de atracție pentru sistemul deschis, care pare mai suplu și care în anumite cazuri, prin cooperarea mai multor uzine, poate satisface atît sub aspectul industrializării, cît și al diversificării arhitecturale, cum s-a realizat la Budapesta [10ª·9].

Dar, în unele rapoarte s-au ridicat și critici mai severe la adresa sistemului de construcție în panouri mari, sub aspectul funcționalității și arhitecturii viitoare [10ª·3], [10ª·4], arătîndu-se tendința spre o arhitectură mai puțin tehnicistă, care să se încadreze într-un urbanism mai suplu, mai puțin liniar, mai deschis spre natură, pentru a oferi oamenilor clădiri mai puțin constrîngătoare, cu trame portante mai mari (6,00 ... 7,20 m), combinînd sistemul în panouri mari portante cu folosirea materialelor ușoare, noi, la fațade și la pereți despărțitori, care pot conferi și o mai mare expresivitate arhitecturală [10ª·3].

f) Ca probleme de *studiu, cercetare și dezvoltare* pentru viitor, în vederea perfecționării sistemului de construcție în panouri mari, prin colaborare în cadrul comisiilor de specialitate CIB, au fost menționate următoarele mai importante:

● perfecționarea metodelor de calcul al structurilor din panouri mari, în special pentru cazul regiunilor seismice și al regiunilor cu terenuri tasabile, inclusiv alcătuirea îmbinărilor (prin încercări experimentale), pentru a determina soluțiile cele mai sigure și mai economice;

● perfecționarea alcătuirii panourilor și structurilor, folosind noi materiale și sisteme combinate, ținînd seama și de satisfacerea optimă a condițiilor acustice și hidrotermice;

● perfecționarea soluțiilor de rosturi exterioare;

● tipizarea și industrializarea maximă a tuturor instalațiilor și echipamentelor;

● tipizarea și prefabricarea integrală (inclusiv finisajele) a caselor de scări și ascensoare;

● soluționarea industrială a acoperișurilor și teraselor;

● punerea la punct a unei tehnologii flexibile și de mare productivitate pentru producerea industrială a tuturor elementelor prefabricate gata finisate pentru clădiri din panouri mari;

● stabilirea unui sistem de toleranțe compatibil cu precizia economică ce poate fi realizată în fabrici, cu posibilitățile de montaj pe șantiere și cu cerințele minimale necesare pentru asigurarea etanșeității rosturilor și siguranței îmbinărilor;

● punerea la punct a unui sistem de construcție rațional cu elemente spațiale, inclusiv tehnologia eficientă de confecționare și montaj;

● stabilirea unei concepții și punerea la punct a unui sistem convenabil de utilaje de transport și montaj pentru elemente mari, inclusiv tehnologia cea mai adecvată pentru ridicarea productivității;

● punerea la punct a unui sistem de control nedistructiv al calității și performanțelor elementelor livrate și lucrărilor realizate;

● stabilirea unei metode de apreciere a performanțelor și eficienței economice a diverselor sisteme de construcție din panouri mari.

În concluzia rapoartelor prezentate și a discuțiilor purtate la această subtemă a rezultat că sistemul de construcție din panouri mari, cu toate limitările existente și exigențele crescînde ale locuințelor, este capabil încă de performanțe sporite și de perfecționări viitoare — pe baza unei active colaborări internaționale în cadrul CIB — rămînînd încă pentru mult timp una din cele mai importante căi pentru industrializarea construcțiilor de locuințe.

15. *Subtema 10ᵇ*. Beton turnat în cofraje mari de inventar

La această subtemă s-au prezentat numai trei rapoarte (vezi bibliografia), care tratează despre tehnica industrializării betonului monolit prin utilizarea cofrajelor mari de inventar, ceea ce în limba franceză a căpătat denumirea sugestivă de *„béton banché"*, plecînd de la cuvîntul *„banche"* = panou de scînduri pentru cofraj.

Acest procedeu, introdus pentru prima dată în Franța, independent de prefabricare, a evoluat rapid, ajungîndu-se astăzi la o tehnică industrializată, care

folosește panouri plane de cofraj de înălțimea unei încăperi, sau alte sisteme mecanizate ca : cofrajele-tunel sau cofrajele glisante [10^b ·1], [10^b ·2].

Utilizarea acestor sisteme industrializate, care permit îmbinarea avantajelor monolitismului, propriu structurilor de beton, cu acelea ale industrializării (viteză mare de lucru, economie de manoperă etc.), a făcut ca tehnica betonului turnat în cofraje mari să capete un succes și o răspîndire considerabilă în domeniul construcțiilor de locuințe, concurînd pe aceea a sistemului din panouri mari.

Soluția cea mai des întîlnită este aceea în care betonul turnat monolit în cofraje este folosit la executarea pereților interiori și a planșeelor, elemente pentru care exigențele principale de stabilitate și izolare fonică sînt ușor de asigurat cu betonul greu în strat unic [10^b ·2], în timp ce fațadele, care necesită izolare termică, sînt mai ușor de realizat din zidărie eficientă sau din panouri prefabricate.

Pentru a reduce numărul de tipuri de cofraje se impune o distribuție cît mai simplă și mai regulată a pereților interiori [10^b ·2], iar pentru a menține sistemul cît mai suplu, numărul acestor pereți trebuie redus la minimum, adoptînd travee mai mari și pereți exteriori din beton ușor, astfel ca să fie posibilă compartimentarea cu mai multă libertate a spațiului interior prin pereți despărțitori ușori.

Aplicarea eficientă a procedeului implică respectarea anumitor condiții de calitate la prepararea și turnarea betonului ca : asigurarea omogenității compoziției prin prepararea centralizată, transportul cu mijloace adecvate (de preferință autobetoniere), punerea în operă cu minimum de manipulări (folosirea pompelor de beton este foarte indicată), pentru a evita segregările, vibrarea continuă în timpul turnării, întărirea accelerată (beton cald, tratare termică), pentru a reduce durata ciclului de refolosire a cofrajelor la 24 sau 48 ore.

Cofrajele folosite, indiferent de natura materialelor, trebuie să fie rigide, robuste, simple și etanșe, iar armătura și instalațiile ce se înglobează în beton trebuie confecționate sub formă de subansambluri cît mai mari, pentru a reduce la minimum timpul de montaj.

Organizarea lucrărilor trebuie minuțios pregătită și asigurată continuu pentru a evita întreruperile, care scumpesc lucrările și compromit calitatea, respectiv aspectul betonului, mai ales în cazul cînd betonul rămîne aparent.

Rapoartele prezentate și discuțiile au dus la concluzia că tehnica betonului monolit industrializat, folosind cofraje mari mecanizate, este în plină dezvoltare, fiind capabilă să realizeze construcții economice, estetice și confortabile.

16. *Subtema* 10^c : **Betonul aparent (finisarea betonului)**

Și această temă a fost destul de succint tratată, în numai patru rapoarte (vezi bibliografia).

Dezvoltarea tehnologiei betonului, ca și necesitatea economisirii mîinii de lucru calificate, au dus la adoptarea și extinderea betonului aparent cu parament brut, obținut direct din decofrare, fără nici o altă operație de finisare suplimentară, ceea ce constituie orientarea predominantă în tehnica actuală a betonului aparent.

Punerea la punct a acestei tehnici, de care se interesează din ce în ce mai mult arhitecții, a necesitat ample studii și cercetări, duse paralel cu perfecționarea alcătuirii cofrajelor moderne, pentru reducerea la minimum a defectelor de suprafață.

În cadrul Comisiei CIB—W. 29, în urma colaborării specialiștilor din mai multe țări, s-a ajuns la o clasificare a suprafețelor de beton aparent și la elaborarea unor recomandări pentru realizarea unui beton de culoare cît mai uniformă și fără defecte de suprafață [10^c ·1], [10^c ·2].

În raportul de bază la această subtemă [10^c ·1] se trece în revistă un important număr de defecte și se indică soluțiile impuse pentru înlăturarea lor.

Astfel, defectele datorite cofrajelor se pot evita dacă se respectă strict condițiile de etanșeitate, rigiditate, textura omogenă și dură a suprafețelor etc.

În privința betonului, trebuie să se asigure o compoziție absolut constantă (dozaj, raport *a/c*, consistență) pentru a evita diferențe de structură și culoare ce nu pot fi remediate, precum și punerea în operă fără segregare.

Trebuie folosite armături neruginite, fixate strict în poziție, cu distanțieri din material plastic.

Întărirea betonului trebuie să aibă loc în condiții prielnice (umiditate suficientă, ferirea de soare, ploaie, vînt și praf etc.), asigurîndu-se o protecție corespunzătoare, care să permită și evitarea fisurilor de contracție.

Pe baza cercetărilor efectuate pînă în prezent se pot realiza betoane aparente de bună calitate, dar se consideră că unele aspecte ale problemei mai trebuie aprofundate, pentru perfecționarea în continuare a procedeului [10^c ·1], mai ales în ceea ce privește : lucrabilitatea optimă a betoanelor, rolul distanțierilor, turnarea betonului la temperaturi ridicate, textura cofrajelor, utilizarea întîrzietorilor de priză, folosirea diferitelor substanțe pentru ușurarea decofrării, condițiile de întărire și timpul de decofrare, îmbătrînirea betonului și fenomenul de carbonatare.

În raportul [10^c ·2] se prezintă posibilitatea realizării betoanelor aparente cu agregate ușoare din argilă expandantă, iar în raportul [10^c ·3] se discută rezultatul unor cercetări care au pus în evidență legătura strînsă între omogenitatea și rezistența betonului, precum și posibilitatea reducerii eflorescențelor carbonatate la suprafața betonului, prin folosirea unor adaosuri hidraulice.

În concluzie, se poate considera că există posibilitatea obținerii unor betoane aparente frumoase, dacă se respectă cu strictețe o tehnologie adecvată — o problemă de competență și de supraveghere pe care orice bun constructor trebuie să o rezolve — dar, totodată, ținînd seama de continua evoluție a tehnicii, este necesară continuarea cercetărilor în acest domeniu pentru a pune în evidență noi posibilități.

17. *Subtema* 10^d : **Rosturi**

La această subtemă au fost prezentate cinci rapoarte, un raport de bază și patru rapoarte de răspuns (a se vedea bibliografia), care tratează problema rosturilor la construcțiile din prefabricate.

O dată cu trecerea la aplicarea metodelor industriale de execuție cu elemente prefabricate, rolul și importanța rosturilor (care există și la construcțiile monolite) cresc considerabil, acestea trebuind să asigure funcții multiple, dar în primul rînd să restabilească — prin îmbinări corespunzătoare — în cît mai mare măsură, monolitismul structurii de beton [10^d ·5], cu hiperstaticitatea și rezervele sale de adaptare [10^d ·2], legînd între ele elementele componente ale structurii, transmițînd eforturi din solicitări și permițînd mișcări controlate, necesare [10^d ·1], reclamînd astfel rezistență și supleță.

În afară de aceasta, pe măsură ce elementele prefabricate s-au extins și la elementele de despărțire sau închidere, noi exigențe au fost impuse rosturilor, care pe lîngă preluarea efectelor forțelor orizontale și verticale, a deplasărilor aferente, inclusiv din diferențe de temperatură, mai trebuie să asigure și izolarea contra zgomotului, a intemperiilor (vînt, ploaie, frig, căldură etc.).

După poziția în construcție a elementelor prefabricate, rosturile dintre acestea pot avea ca funcții principale, fie numai preluarea și transmiterea eforturilor și a deplasărilor — în cazul elementelor pur structurale — fie numai asigurarea etanșeității și impermeabilității — în cazul elementelor despărțitoare exterioare — fie ambele funcții [10^d ·1].

Sub aspectul funcției de *preluare și transmitere a eforturilor și deplasărilor*, problema rosturilor se pune în special la construcțiile din panouri mari, care prezintă o serie de aspecte particulare.

Astfel, datorită rigidității mari a structurilor formate din panouri mari, este necesară verificarea la eforturi de forfecare a rosturilor verticale, pentru a permite transferul de încărcare de la un panou mai încărcat la unul mai puțin încărcat [10^d ·2]. De asemenea, în cazul clădirilor de mare înălțime, cu fațade din panouri portante, apar fenomene de dilatare diferențială între acestea și pereții interiori, ducînd la eforturi de forfecare importante în rosturile verticale dintre panourile de fațadă și panourile transversale interioare.

O problemă importantă, legată de rezistența rosturilor și a îmbinărilor, mult dezbătută [10^d ·1], [10^d ·2], [10^d ·3], [10^d ·5], a fost aceea a evitării riscului de prăbușire în lanț, care a fost tratată și în cadrul altor teme (tema nr. 6 — Statica, Subtema 10^a — Panouri mari și tema 13 — Tehnologia clădirilor înalte). Majoritatea raportorilor și cei care au luat cuvîntul la discuții, referindu-se la accidentul de la Ronan Point (Anglia), au arătat că este necesar să se ia în considerare posibilitatea preluării unor efecte suplimentare provenite din șocuri sau explozii, în primul rînd printr-o concepție rațională a îmbinărilor și prevederea unor legături continue de armături pe cele două direcții (orizontale și verticale) [10^d ·2] bine înglobate în beton și protejate contra coroziunii

[10^{d}·5], care sînt capabile să restabilească hiperstaticitatea structurii şi să ofere posibilitatea de echilibru de înlocuire în caz de defecţiune locală, aşa cum se arată şi în „Recomandările internaţionale CEB—CIB—UEAtc pentru clădiri din panouri mari" [13·2], fără a fi nevoie de alte măsuri speciale, care ar scumpi lucrările, cum s-ar părea că se prevede în noul regulament tehnic englez CP 116 [10^{d}·5].

Majoritatea raportorilor au fost de acord că o structură bine concepută, cu îmbinări continue pe tot conturul panourilor, care este capabilă să preia forţe orizontale din cutremur (aşa cum se prevede şi în ţara noastră), este satisfăcătoare şi din punctul de vedere al rezistenţei şi stabilităţii la solicitări extraordinare şi poate evita prăbuşirea în lanţ.

În legătură cu riscul prăbuşirii în lanţ, se atrage atenţia asupra sensibilităţii scărilor prefabricate, care au — în general — secţiuni de rezemare foarte reduse, ce pot fi afectate de nerealizarea toleranţelor prescrise [10^{d}·2]. De aceea, se recomandă la elementele scărilor prevederea de mustăţi sub formă de bucle, care să se îmbine prin intermediul unei bare de oţel anfilate printre ele şi betonare corespunzătoare.

O altă problemă ce a făcut obiectul dezbaterilor a fost aceea a *toleranţei la rosturi* şi standardizarea acestora.

Pentru a simplifica montajul şi a reduce manopera de finisare, se recomandă o precizie cît mai mare la fabricarea panourilor, ca să se garanteze o deschidere minimală a rosturilor, ţinîndu-se seama de variaţiile dimensionale, de posibilităţile de etanşare şi de proprietăţile reologice ale materialelor respective, ceea ce ar putea permite *standardizarea rosturilor* şi deci interşanjabilitatea şi combinarea panourilor aparţinînd mai multor tipuri de sisteme din panouri mari (prefabricare deschisă) [10^{d}·1].

Această idee a fost combătută de alţi raportori [10^{d}·2], [10^{d}·3], care au susţinut că fiecare sistem de prefabricare şi tehnologie are tipuri proprii de rosturi, care se potrivesc cu sistemul respectiv, asigurîndu-i eficienţa, şi că o standardizare ar duce la scumpire şi chiar la monotonie.

În ceea ce priveşte *toleranţele*, deşi s-a susţinut şi ideea unor toleranţe foarte strînse (1—2 mm) prin înlocuirea rosturilor turnate cu rosturi lipite cu răşini epoxidice, ca la sistemul Coignet [10^{d}·2], majoritatea raportorilor au fost de părere că nu trebuie să se exagereze cu precizia, deoarece nu totdeauna o precizie prea mare duce la cea mai bună şi mai economică soluţie şi că trebuie să se ţină seama de necesitatea corelării toleranţelor de fabricaţie cu cele de montaj şi cu materialele utilizate, cu calificarea mîinii de lucru de care se dispune etc. [10^{d}·5].

Funcţia de *etanşare a rosturilor*, care se tratează mai pe larg în cadrul subtemei 11^{b}, trebuie asigurată pe baza principiilor dublei etanşeităţi, cu rosturi în două trepte [10^{d}·3].

În concluzii s-a arătat că perfecţionarea în continuare a tipurilor de rosturi şi îmbinări, atît sub aspectul exigenţelor de rezistenţă, cît şi al fizicii construcţiilor (etanşeitate, izolare termică şi fonică etc), al toleranţelor economice etc., impune cercetări suplimentare, în special în ceea ce priveşte mişcările şi deformaţiile ce se produc în rosturi, influenţate de foarte mulţi parametri şi care condiţionează rezistenţa mecanică, etanşeitatea şi durabilitatea, ceea ce justifică necesitatea colaborării în cadrul diverselor comisii de lucru CIB.

TEMA 11 — SISTEME DE CONSTRUCŢII UŞOARE

18. *Subtema 11^{a}*: Construcţii uşoare

În cadrul acestei subteme au fost prezentate cinci rapoarte: două rapoarte de bază şi trei rapoarte de răspuns (vezi bibliografia), care au dezbătut problema construcţiilor uşoare în general, cu aplicare specială la faţadele uşoare.

Problema construcţiilor uşoare nu este de fapt, nouă, deoarece de cînd se construieşte au existat atît construcţii grele, cît şi uşoare, datorită concurenţei între diferite materiale: betonul cu piatra şi cărămida, betonul armat cu oţelul şi lemnul, iar în ultimii ani au intrat în scenă: aluminiul, profilele de oţel cu pereţi subţiri şi materialele plastice, precum şi noi soluţii pentru folosirea materialelor tradiţionale (piatră, lemn, metal) [11^{a}·1].

Se poate spune deci că nici una dintre cele două mari grupe de sisteme de construcţii: grele (beton) şi uşoare (alte materiale) nu se exclud, ci se dezvoltă şi se aplică în continuare; totuşi, sistemul de construcţii uşoare promite mari posibilităţi de dezvoltare.

a) Sub aspectul propriu-zis al *construcţiilor uşoare în ansamblu*, acestea constituie o asociaţie de sisteme constructive industrializate, în general „sisteme prefabricate deschise", utilizînd elemente uşoare de mare serie, care se montează pe şantiere, prin îmbinări simple, de regulă uscate.

Majoritatea structurilor uşoare, respectiv pereţii şi planşeele acestora, sînt constituite din produse uzinate noi, şi anume din metal, lemn sau materiale plastice [11^{a}·3].

Totuşi, construcţiile uşoare nu exclud utilizarea betonului armat la anumite structuri, cu condiţia ca aceasta să fie limitată numai la părţi ale acestora, cum ar fi scheletul de rezistenţă şi planşeele şi cel mult unele panouri exterioare (din ceramică cu goluri sau din beton uşor) [11^{a}·3].

Folosit la început numai pentru anumite tipuri de clădiri individuale, sistemul de construcţii uşoare s-a extins astăzi şi la clădirile colective înalte, avînd în special structură metalică sau combinată — beton armat cu metal—restul elementelor fiind elemente prefabricate uşoare din diferite materiale, care îmbracă şi completează construcţia printr-o asamblare simplă.

Printre materialele noi folosite pentru construcţiile uşoare trebuie considerate, pe de o parte, pentru structura portantă, elementele din profile laminate, sudate sau din profile cu pereţi subţiri produse în fabrici şi, pe de altă parte, elementele de despărţire şi închidere din materiale combinate, ca: aluminiu, oţel, produse fibrolemnoase, azbociment, sticlă, materiale plastice.

Folosirea acestor materiale noi pune probleme deosebite în ceea ce priveşte comportarea în timp, protecţia contra coroziunii, îmbătrînirea, protecţia la foc, probleme de hidrotermie şi izolare fonică etc., pentru care *sistemul de agremente tehnice* a constituit principala cale care a contribuit la promovarea lor fără dificultăţi.

Elementele şi structurile uşoare pot fi utilizate separat sau în combinaţie cu sisteme de construcţie tradiţionale (de ex: elemente de faţadă), dar ele iau o dezvoltare din ce în ce mai mare ca produse industriale independente şi interşanjabile, cu folosire universală, imprimînd un însemnat dinamism industriei de construcţii, începînd să facă obiectul unor tranzacţii şi reglementări internaţionale, care lărgesc relaţiile în domeniul construcţiilor între diferite ţări [11^{a}·1].

b) În ceea ce priveşte *faţadele uşoare*, apariţia acestora pune în evidenţă, în modul cel mai pregnant, evoluţia largă produsă în tehnica construcţiilor, prin trecerea de la *peretele de faţadă* tradiţional, gros şi greu, la peretele actual, uşor, în general subţire şi neportant, cu alcătuire compozită, alcătuit din mai multe materiale, fiecare îndeplinind o funcţie bine precizată [11^{a}·1], [11^{a}·3].

Prin faţade uşoare se înţeleg faţadele constituite din materiale noi, în general sub formă de elemente prefabricate (altele decît cele din zidărie obişnuită sau beton greu) avînd o greutate sub 100 kg/m^{2}. Pot exista faţade uşoare complete (pe întreaga suprafaţă a pereţilor exteriori), în general amplasate în afara scheletului de rezistenţă (ca de ex: faţade-cortină) sau sub formă de elemente uşoare de faţadă (panouri, panouri fragmentate, elemente de umplutură etc.).

Faţadele uşoare sau elementele de faţadă uşoare constituie cele mai complexe elemente de construcţie, atît sub aspectul alcătuirii, cît şi al funcţiunilor ce le au de îndeplinit.

Experienţa folosirii faţadelor uşoare pînă în prezent şi studiile efectuate permit să se tragă o serie de concluzii şi să se precizeze problemele care încă nu au o rezolvare satisfăcătoare.
Astfel:

● Din punct de vedere *structural*, deşi faţadele uşoare nu participă la rezistenţa şi stabilitatea construcţiilor la care sînt folosite, ele trebuie să reziste la eforturile rezultate din acţiunea vîntului (presiune şi sucţiune), precum şi la diferite şocuri, fără a suferi deformaţii mai mari de 1/300 din deschidere (inclusiv efectele influenţelor hidrotermice) [11^{a}·3], iar îmbinările şi punctele de fixare trebuie să prezinte un grad suficient de siguranţă la supraîncărcări locale ce ar putea proveni din ruperea unei legături vecine [11^{a}·1].

● Sub aspectul *comportării la foc*, faţadele uşoare sînt susceptibile de a facilita dezvoltarea unui incendiu sau propagarea focului la etajele superioare, mai mult decît faţadele tradiţionale [11^{a}·3], şi pentru a evita acest lucru este necesar ca materialele utilizate la faţa exterioară a faţadei să nu fie uşor inflamabile, şi cel puţin unul din materialele care intră în alcătuirea faţadelor să se comporte ca opritor de flăcări.

● Una din cele mai importante probleme puse de folosirea fațadelor ușoare este aceea legată de *asigurarea confortului*, care comportă îndeplinirea mai multor condiții ca :

— *protecție higrotermică*, atît pe timp de iarnă, cît mai ales pe timpul verilor călduroase, în care scop lipsa de inerție termică trebuie suplinită prin reducerea porțiunilor vitrate, prevedere de parasol și, în cazuri extreme (la birouri), aer condiționat și geamuri termoabsorbante, iar alcătuirea peretelui trebuie să evite punțile termice și să cuprindă o barieră sigură contra vaporilor pentru a elimina pericolul de condens, care poate scădea capacitatea de izolare termică, prin umezirea stratului termoizolator și poate duce, în același timp, la coroziune și scăderea durabilității peretelui [11^{a} ·1], [11^{a} ·3];

— *etanșeitatea la aer și apă* a fațadelor ușoare, condiționată mai ales de etanșeitatea rosturilor, o problemă ce depinde de materialele folosite și de toleranțe, în general mai reduse decît în cazul panourilor prefabricate de beton ;

— calitatea de *izolare acustică* a fațadelor ușoare este condiționată și ea de etanșeitatea rosturilor, a ferestrelor și de grosimea tablei sau a sticlei folosite ; problema împiedicării propagării zgomotului în lungul fațadei se tratează cu aceleași mijloace ca și combaterea propagării focului [11^{a} ·3].

● O altă problemă a fațadelor ușoare o constituie *durabilitatea și întreținerea*, care sînt condiționate de o alcătuire corespunzătoare, astfel ca să se înlăture incompatibilități între proprietățile diferitelor materiale sau posibilitatea de deteriorare a comportării unui material care ar afecta în mod grav comportarea de ansamblu a fațadei, precum și de posibilitatea de control și înlocuire a unor părți ce se pot deteriora, fără a demonta fațada [11^{a} ·1].

Pentru conceperea și proiectarea corespunzătoare a fațadelor ușoare există astăzi o serie de prescripții, între care trebuie amintite „Directivele comune UEAtc pentru agrementul fațadelor ușoare".

În concluziile rapoartelor prezentate se arată că astăzi construcțiile ușoare și în special fațadele ușoare constituie un procedeu de construcție bine stăpînit, existînd o suficientă experiență tehnică și practică, ceea ce permite să se conceapă alcătuiri corespunzătoare, să se evite greșeli și să se poată realiza — cu concursul unor întreprinderi de specialitate — lucrări la același nivel de calitate ca și în cazul soluțiilor tradiționale [11^{a} ·4].

Problema dezvoltării utilizării fațadelor ușoare este mai mult o problemă economică decît tehnică, întrucît acestea sînt deocamdată mult mai scumpe decît soluțiile de fațade în prefabricate de beton.

Acestei probleme trebuie să i se acorde o mare atenție, deoarece există riscul de a se lansa soluții necorespunzătoare (așa-zise originale) numai pentru a concura cu betonul, ceea ce duce în mod sigur la defecte și la compromiterea sistemului [11^{a} ·3].

Adevărata cale de promovare a acestui sistem progresist de construcție este aceea de a căuta economia prin industrializare largă, fără a diminua calitatea.

În acest sens, trebuie să continue și cercetările întreprinse în cadrul noii grupe de lucru CIB S ·56 și a institutelor membre, pentru perfecționarea continuă a sistemului [11^{a} ·1].

19. *Subtema 11^{b}* : **Rosturi între elemente ușoare**

Această subtemă, legată de cea anterioară, a cuprins șase rapoarte, din care un raport de bază și cinci rapoarte de răspuns (vezi bibliografia).

Necesitatea tratării acestei probleme este determinată de extinderea utilizării elementelor prefabricate la fațade, la care apar, implicit, rosturile, a căror etanșeitate condiționează buna funcționare a fațadelor, fapt căruia i se acordă o mare atenție în toată lumea.

Desigur că problema rosturilor exterioare există la toate construcțiile din prefabricate, cum este de ex. cazul construcțiilor din panouri mari (subtema 10^{d}), dar în cazul elementelor ușoare apar și probleme noi, specifice, datorită atît materialelor ușoare, din care sînt alcătuite aceste elemente, cît mai ales grosimii reduse a panourilor ce se asamblează la rosturi și care face mai dificilă realizarea unui rost corespunzător [11^{b} ·2].

În cadrul rapoartelor prezentate la această subtemă au fost abordate o serie de probleme, care condiționează realizarea unor rosturi adecvate între elementele ușoare ca : funcțiunile și solicitările rosturilor, fenomenul curgerii apei în rosturi, tipuri de rosturi, metode de încercare etc.

a) În ceea ce privește *funcțiunile rosturilor* între elementele de fațadă, acestea decurg din însuși rolul principal al elementelor de fațadă de a *proteja interiorul construcțiilor* contra oricăror acțiuni exterioare ca : intemperii (apă și aer), frig, zgomot, foc. etc. Dar această funcțiune de protecție este mult mai greu de îndeplinit în dreptul rosturilor, unde apar discontinuități, de aceea este foarte dificil și delicat de a asigura tocmai această continuitate a protecției și mai ales asigurarea fiabilității acesteia în timp [11^{d} ·4], ținînd seama că la realizarea rosturilor intervin și o serie de condiții și împrejurări suplimentare ca : necesitatea de a asigura o compatibilitate a asamblării elementelor de fațadă ușoare, astfel ca să se permită montarea, demontarea și eventual înlocuirea unor elemente componente ; preluarea abaterilor de fabricație și montaj a panourilor ; condițiile de realizare a rosturilor *in situ*, deci în situații mai grele (la înălțime, sub acțiunea intemperiilor etc.) decît cele din fabrică, unde se realizează panourile.

Prin poziția și funcțiunile ce le îndeplinesc, rosturile fațadelor ușoare sînt supuse la o serie de solicitări, mișcări și deformații, care trebuie bine cunoscute de proiectant, pentru a putea concepe o alcătuire corespunzătoare. Aceste mișcări și deformații se manifestă atît în planul fațadei, cît și perpendicular pe acesta și ele provin, în principal, din efectul fenomenelor higrotermice și mai ales din efectul vîntului asupra fațadei, influențînd în mod esențial prinderea elementelor în dreptul rosturilor. Mărimea acestor deformații nu poate fi determinată prin calcul, ci numai pe cale experimentală [11^{d} ·2].

b) Cea mai importantă funcție de protecție a rosturilor dintre elementele de fațadă este aceea a *protejării contra infiltrării apei de ploaie* care cade pe suprafața fațadei și care, în cazul fațadelor ușoare, este amplificată datorită faptului că materialele din care sînt alcătuite aceste fațade (sticla și metalul) sînt impermeabile și lise, favorizînd astfel scurgerea cu viteză mai mare a apei de ploaie pe fațadă [11^{a} ·3], ceea ce impune condiții și mai severe pentru rosturi. De aceea este necesar să se studieze și să se cunoască *fenomenul curgerii apei de ploaie pe fațadă* și prin *rosturi*, care face obiectul activității grupei de lucru CIB W.11.

Potrivit concluziilor acestei comisii, fenomenul pătrunderii apei de ploaie prin rosturi este rezultatul unei combinări a efectelor presiunii vîntului, a sucțiunii capilare, energiei cinetice a picăturilor de apă și gravitații filmului de apă ce se scurge pe fațadă [11^{a} ·1], [11^{a} ·2].

Acțiunea acestor efecte este destul de complicată, dar ceea ce trebuie reținut este faptul că între exteriorul și interiorul rostului se creează o diferență de presiune, care este cel mai important factor al pătrunderii apei de ploaie prin rosturi și de care trebuie să se țină seama în alcătuirea rosturilor.

c) În *alcătuirea rosturilor de fațadă*, care trebuie să corespundă condițiilor de etanșeitate la aer și apă, se cunosc *două tipuri principale de rosturi*, și anume : rosturi cu o singură treaptă și rosturi cu două trepte.

●. Rosturile cu o singură treaptă caută să asigure etanșeitatea la aer și apă utilizînd un singur element de etanșare, din materiale speciale, de înaltă performanță, care trebuie să îndeplinească foarte multe condiții de rezistență mecanică, durabilitate, aptitudine la aplicare, etc. [11^{a} ·4]. Acest lucru este foarte greu de asigurat și controlat, ceea ce face să se înregistreze defecțiuni, astfel că aceste rosturi nu dau, în general, satisfacție [11^{a} ·3], [11^{a} ·6].

● *Rosturile în două trepte*, ca urmare a ideii rezultate din studiul penetrării apei de ploaie, caută să bareze separat intrarea apei de cea a aerului și sînt alcătuite pe principiul etanșeității în două trepte, care constă în realizarea unui ecran exterior contra ploii și a unui ecran interior contra aerului, separate între ele printr-un spațiu de aer (gol ventilat), care are rolul de a rupe presiunea existentă între exteriorul și interiorul rostului. În acest mod, apa care ar trece prin ecranul exterior se scurge prin golul lăsat între cele două ecrane și poate fi evacuată prin orificii adecvate, în exterior, iar aerul care trece este oprit de cel de-al doilea ecran, care îl împiedică să treacă în straturile interioare izolatoare ale rostului (panourilor).

Ecranul contra ploii trebuie să fie etanș atît cît să nu permită pătrunderea apei sub acțiunea gravitației (deschizături sub 0,5 mm). Pentru rosturile verticale, acest lucru se obține ușor , cu ajutorul unor profile simple așezate în rost, benzi de neopren sau garnituri care acoperă rostul. Pentru rosturile orizontale cel mai adesea se realizează un rost deschis (cu deschizătura mai mare de 5 — 7 mm)

combinat cu un prag suficient de înalt, care să împiedice pătrunderea apei. Un astfel de rost poate asigura chiar ventilarea golului de decompresiune.

Ecranul contra aerului (vîntului) se realizează fie cu ajutorul unor materiale de călăfătuire, cu garnituri lipite sau cordoane din materiale plastice, fie cu masticuri adecvate [11ª·1].

Trebuie dată o atenţie deosebită realizării ecranelor la intersecţia rosturilor verticale cu cele orizontale.

Rosturile în două trepte asigură în general o bună etanşeitate la apă şi aer a faţadelor. Ele mai au avantajul că ecranul de etanşeitate la aer se poate executa de la interior, după ce s-a executat ecranul contra ploii, deci în condiţii mult mai bune, la adăpost de intemperii, ceea ce îi conferă o mai mare siguranţă [11ª·5].

d) Pentru *verificarea experimentală a rosturilor*, în lipsa unui model matematic de calcul al fenomenului pătrunderii apei de ploaie, încercarea de laborator, care simulează cît mai fidel fenomenul real, rămîne singura metodă de verificare.

În acest scop s-au imaginat o serie de metode şi instalaţii de cercetare pentru simularea efectului unei ploi cu vînt căzînd pe peretele unei construcţii. Astfel, există *metode de încercare statice* care simulează ploaia cu ajutorul unor aspersoare fixe sau mobile care trimit apa pe faţa exterioară a elementului, iar efectul vîntului cu ajutorul unei diferenţe statice de presiune de aer de o parte şi alta a peretelui de încercat, montat într-un cheson, precum şi *metode de încercare dinamice*, care încearcă să reproducă acţiunea vîntului cu ajutorul unui ventilator, care dirijează un curent de aer de viteză ridicată, conţinînd şi picături de apă, contra feţei exterioare a peretelui, putînd realiza şi o variaţie a presiunii prin variaţia turaţiei ventilatorului, pentru a simula rafalele de vînt [11ª·1], [11ª·6].

Toate metodele de încercare, fie statice, fie dinamice, nu sînt însă standardizate şi de aceea rezultatele obţinute de diferite institute de cercetări sînt greu de comparat.

Din concluziile rapoartelor prezentate rezultă că studiile şi cercetările efectuate pînă în prezent, precum şi experienţa practică a lucrărilor realizate au permis formarea unei condiţii acceptabile şi a unor detalii satisfăcătoare în ceea ce priveşte tipurile de rosturi la faţadele din elemente uşoare, bazate pe principiul etanşeizării în două trepte, care este unanim acceptat.

Pe baza acestui principiu, trebuie să se conceapă alcătuiri de resorturi cît mai corecte cu materiale corespunzătoare, care să fie realizate cît mai fidel.

Este necesar să se dezvolte în continuare cercetările pentru aprofundarea fenomenului pătrunderii apei de ploaie prin faţade şi prin rosturi şi în special pentru stabilirea unor metode standardizate de încercare, care să simuleze şi să reproducă cît mai perfect condiţiile reale din construcţie, pentru a obţine informaţii cît mai multe asupra comportării rosturilor, şi pe această cale să se obţină perfecţionarea lor.

BIBLIOGRAFIE

Subtema nr. 10ª — *Panouri mari*

10ª.1] B. D. Plessein şi N. P. Rosanov (URSS) : Raport de bază — *Construcţii în panouri mari.*

[10ª.2] J. Bryrup (Danemarca) : Raport de răspuns *Panouri cu parament din cărămidă — Un tur de orizont internaţional.*

[10ª.3] J. Charriére (Franţa) : Raport de răspuns.

[10ª.4] I. M. Goodovitch (Israel) : Raport de răspuns *Clădiri din panouri mari.*

[10ª.5] D. G. Grenléy şi J. G. Terzes (SUA) : Raport de răspuns — *Zidărie prefabricată.*

[10ª.6] R. F. Wyss (Elveţia) şi B. Kindberg (Suedia) : Raport de răspuns — *Prefabricarea în uzină.*

[10ª.7] L. H. Komoli (Austria) : Raport de răspuns.

[10ª.8] R. Maes (Belgia) : Raport de răspuns.

[10ª.9] Prof. Dr. G. Sebestyén (Ungaria) : Raport de răspuns.

[10ª.10] A. P. Snabe şi F. E. Malmstrom (Danemarca) : Raport de răspuns — *Construcţii din panouri mari în Danemarca.*

[10ª.11] Centrul tehnic pentru ţigle şi cărămizi (Franţa) : Raport de răspuns — *Argilă arsă în prefabricate.*

[10ª.12] Federaţia europeană a fabricanţilor de ţigle şi cărămizi : Raport de răspuns.

Subtema nr. 10ᵇ : *Beton turnat în cofraje mari de inventar*

[10ᵇ.1] M. Adam (Franţa) : Raport de bază — *Caracteristicile generale ale tehnologiei betonului turnat în cofraje mari de inventar. Probleme tehnice, avantaje, răspîndire (utilizare).*

[10ᵇ.2] J. D. Merlet (Franţa) : *Tehnica betonului monolit turnat în cofraje de inventar.*

[10ᵇ.3] M. C. Hobbs (Anglia) : Raport de răspuns.

Subtema nr. 10ᶜ : *Betonul aparent (finisarea betonului)*

[10ᶜ.1] M. Adam (Franţa : Raport de bază — *Tehnologia betonului turnat — Tratarea suprafeţei betonului. (Starea actuală a cercetării — aplicaţii practice).*

[10ᶜ.2] J. Schumacher (Franţa) : Raport de răspuns — *Cîteva reflecţii în legătură cu raportul asupra stării actuale a cercetărilor privind tratarea suprafeţei betonului.*

[10ᶜ.3] Dr. J. Ujhelyi (Ungaria) : Raport de răspuns — *Influenţa malaxării şi a compactării asupra suprafeţei betonului : carbonatarea suprafeţelor.*

[10ᶜ.4] A. I. Krippa, R. V. Kriukov, L. I. Tsuranov (URSS) : Raport de răspuns — *Procedee industriale de finisare.*

Subtema nr. 10ᵈ : *Rosturi*

[10ª.1] G. Kärrholm (Suedia) : Raport de bază — *Tehnologia betonului — Rosturi.*

[10ᵈ.2] G. Lacombe (Franţa) : Raport de răspuns.

[10ᵈ.3] J. N. Monsted (Danemarca) : Raport de răspuns.

[10ᵈ.4] J. Petelle (Franţa) : Raport de răspuns — *Rosturi subţiri.*

[10ᵈ.5] A. Short (Anglia) : Raport de răspuns — *Cîteva note în legătură cu concepţia rosturilor în construcţiile din beton prefabricat.*

Subtema nr. 11ª : *Construcţii uşoare*

[11ª.1] G. A. Atkinson, (Anglia) : Raport de bază — *Faţade uşoare.*

[11ª.2] Prof. G. Sebestyén (Ungaria) : Raport de bază — *Construcţii uşoare.*

[11ª.3] P. Fallard : (Franţa) Raport de răspuns — *Faţade uşoare.*

[11ª.4] Ch. Guilbert (Franţa) : Raport de răspuns — *Construcţii uşoare — Faţade uşoare.*

[11ª.5] J. Kunvari (Franţa) : Raport de răspuns — *Procedeu de construcţie uşoară cu ajutorul elementelor mari tridimensionale, metalice.*

Subtema nr. 11ᵇ : *Rosturi între elemente uşoare*

[11ᵇ.1] O. Birkeland (Norvegia) : Raport de bază — *Etanşeitatea la intemperii a faţadelor uşoare.*

[11ᵇ.2] J. Berthier (Franţa) : Raport de răspuns.

[11ᵇ.3] L. M. Everett (Anglia) : Raport de răspuns — *Rost între elementele uşoare.*

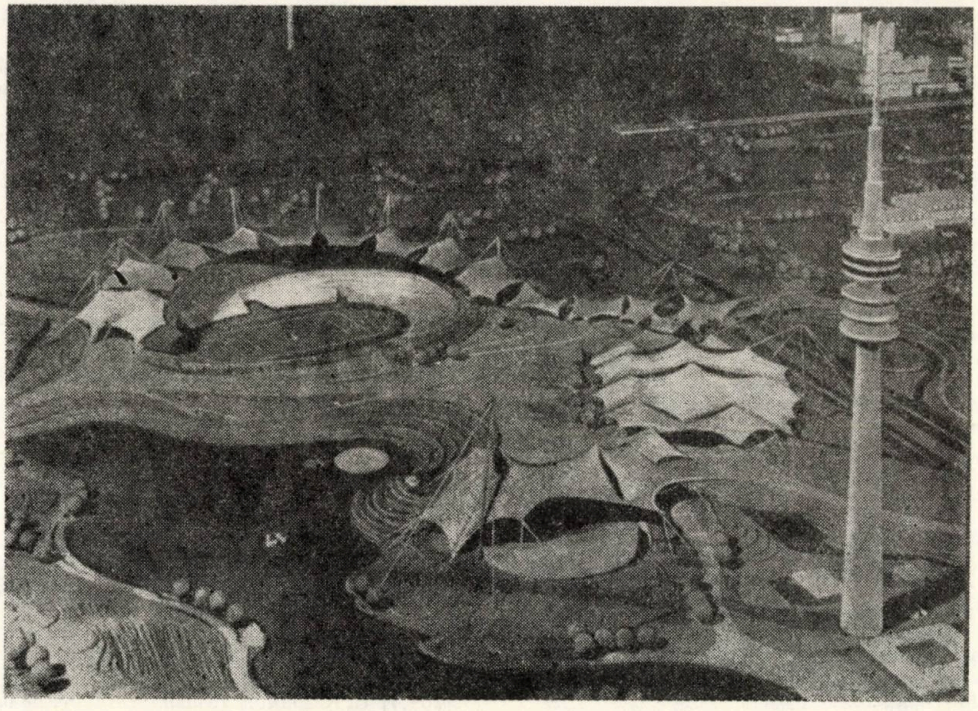
[11ᵇ.4] G. Letourneur (Franţa) : Raport de răspuns — *Rosturi la faţadele uşoare.*

[11ᵇ.5] L. Matteoli (Italia) : Raport de răspuns — *Penetrarea apei în interiorul rostului dintre elementele uşoare. Studiu prealabil pentru stabilirea unei metode standardizate de încercare.*

[11ᵇ.6] J. R. Sasaki (Canada) : Raport de răspuns — *Determinarea etanşeităţii la ploaie a rosturilor din pereţii exteriori.*

DOCUMENTARE

CONSTRUCȚII NOI PENTRU OLIMPIADA DE LA MÜNCHEN 1972



Jocurile olimpice nu sînt numai o ocazie de întrecere între sportivi, ci oferă și constructorilor un prilej de a-și arăta măestria, de a imagina noi soluții, de a aduce o contribuție însemnată la dezvoltarea tehnicii construcțiilor. Fiecare dintre ultimele jocuri olimpice a purtat și amprenta unor soluții constructive deosebite. Astfel, Olimpiada de la Roma din 1960 a fost marcată de soluțiile cu elemente prefabricate din armociment și beton armat ale lui Pier Luigi Nervi, Olimpiada de la Tokyo din 1964 de acoperișurile suspendate și betonul aparent ale lui Kenzo Tange, iar Olimpiada de la Ciudad de Mexico din 1968 de pînzele subțiri de beton armat ale lui Felix Candela.

În ceea ce privește Olimpiada de la München din 1972, s-ar putea distinge două elemente care ies în relief dintre numeroasele realizări remarcabile ale constructorilor, și anume :

1. Acoperișul suspendat din material plastic și oțel care acoperă stadionul, bazinul de înot și o parte din incinta învecinată.

2. Gradul avansat de industrializare a lucrărilor din beton armat, care a permis realizarea construcțiilor într-un timp remarcabil de scurt.

Complexul olimpic din München s-a construit pe vechiul amplasament al aeroportului Oberwiesenfeld și acoperă o suprafață de cca. 385 hectare. Acest teren, neobișnuit de mare în interiorul limitelor unui oraș, mai are avantajul de a se găsi la numai 3 km de centrul orașului. Pentru prima dată în istoria Jocurilor Olimpice a fost posibil ca atleții să fie cazați chiar în incinta complexului olimpic.

Proiectul acestui complex a format obiectul unui concurs care a fost cîștigat de Guenter Behnisch.

Arhitecții au folosit în foarte mare măsură terenul existent, punînd în valoare formele de relief naturale sau artificiale. Astfel, așa numitul „München Schuttberg", un deal de moloz cu înălțimea de peste 60 m, format din dărîmăturile imobilelor bombardate în cursul celui de-al doilea război mondial, a fost acoperit cu pămînt și plantat cu pomi. Canalul Nymphenburg, cu lățimea de cca 2 m, a fost lărgit considerabil pentru a forma un lac artificial destinat competițiilor nautice. Însuși Stadionul olimpic utilizează relieful existent, reușind să creeze impresia unui acoperiș ușor așezat peste terenul natural și nu al unei construcții de sine stătătoare.

În cele ce urmează, se vor prezenta o serie de obiecte de construcție mai importante din cadrul celor realizate pentru Olimpiada de la München.

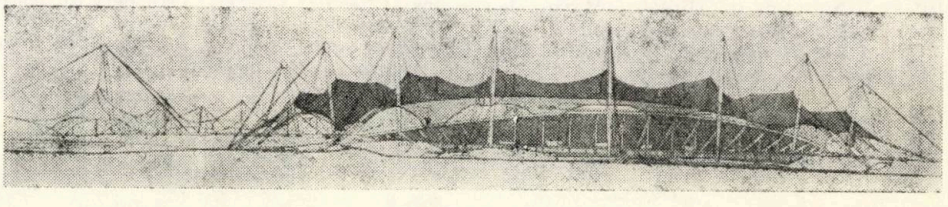
Stadionul Olimpic cu 80.000 de locuri este cel mai mare obiect din cadrul Complexului. Terenul de joc are dimensiunile în plan de cca. 127 × 188 m și este înconjurat de un canal pentru reporteri.

Tribunele sînt formate din două feluri de construcții, respectiv o tribună din beton armat cu înălțimea de cca 30 m așa numita „tribună înaltă", și o tribună de pămînt cu înălțimea de cca 20 m față de nivelul terenului de joc. Între tribuna înaltă de beton armat și tribuna de pămînt sînt prevăzute două ziduri de sprijin.

Tribuna înaltă cuprinde 14 cadre din beton armat monolit B 450 așezate radial la distanțe de 12,50 m unul de altul și pe care reazemă gradenele și plăcile de planșeu.

Gradenele sînt formate din elemente prefabricate din beton armat B. 600, care au fost produse în șase fabrici de prefabricate diferite. Pentru accelerarea lucrărilor de armare și reducerea consumului de manoperă, armătura gradenelor s-a realizat din plase sudate uzinate (fig. 1).

Montajul gradenelor s-a efectuat cu o macara-turn mobilă, cu înălțimea de 124 m, care a preluat elementele a căror lungime ajungea pînă la 18 m, le-a ridicat deasupra riglelor transversale ale



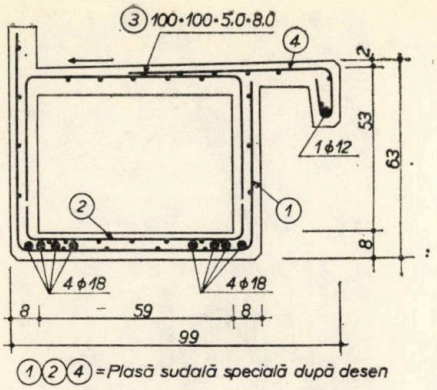


Fig. 1 — Gradenă prefabricată

cadrelor şi le-a aşezat precis pe reazemele prevăzute cu garnituri din neopren (fig. 2).

Tribuna de pămînt a fost acoperită cu o placă de beton de 20 cm grosime, armată cu plase sudate uzinate. Treptele din beton monolit aşezate peste această placă au fost armate, de asemenea, cu plase sudate uzinate.

Pe şantierul stadionului olimpic au fost utilizate în total 1 700 tone de plase sudate uzinate. Lucrările de îndoire a plaselor s-au efectuat pe şantier cu o maşină tip bifi- Mo U 884, care poate fi utilizată la plase cu lăţimea maximă de 5 m (fig. 3).

Un interes deosebit din punct de vedere tehnic îl prezintă pînza subţire din material plastic şi oţel care acoperă stadionul, bazinul de înot şi o parte din aria învecinată.

Acoperişul, în formă de cort, este similar, din punct de vedere al concepţiei, cu cel al pavilionului german din cadrul expoziţiei internaţionale de la Montreal (1967). Spre deosebire însă de realizarea precedentă, acoperişul stadionului olimpic de la München acoperă o suprafaţă de 15 ori mai mare şi are caracter definitiv, fiind prevăzut cu măsurile de protecţie anticorosivă necesare.

Construcţia acoperişului a fost realizată de un grup de şase firme vest-germane şi austriece.

Înainte de a se trece la execuţie, s-au efectuat ample experimentări pe un model de acoperiş cu suprafaţa de 185 m², cu care ocazie s-a încercat comportarea stîlpilor, ancorajelor şi reţelei de cabluri.

Alegerea unui material plastic translucid pentru învelitoare a fost dictată de necesităţile evitării oricăror umbre care ar putea deranja transmisiile programelor de televiziune în culori.

Învelitoarea din plexiglas translucid reazemă pe o reţea din cabluri de oţel 2 Ø 12 ... 2 Ø 16 mm, cu ochiuri de 75 × 75 cm (fig. 4). Reţeaua este suspendată de piloni cu înălţime de cca 40...80 m, diametrul de 1,9...3,5 m şi greutatea între 40 şi 320 tone.

Montajul pilonilor s-a efectuat cu macarale mobile pe pneuri de mare capacitate (fig. 5). Reţeaua de cabluri a fost asamblată la sol (fig. 6) şi apoi ridicată pe vîrful pilonilor.

La tensionarea cablurilor reţelei s-au folosit prese sistem Losinger de 200... 1000 tone.

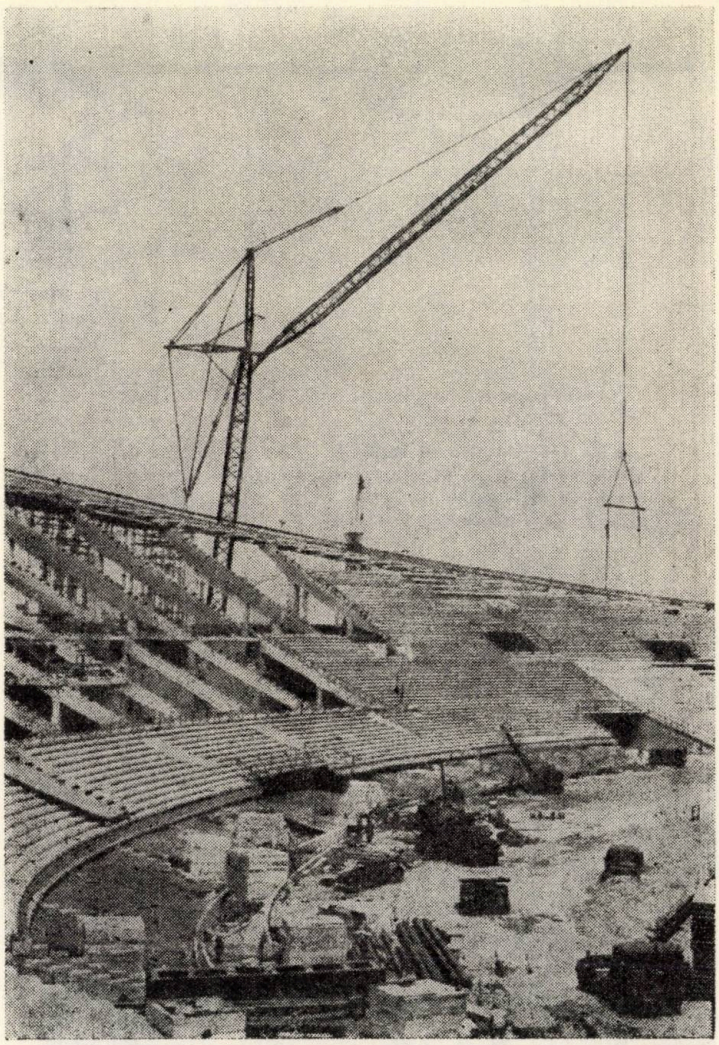


Fig. 2 — Fază de montaj a gradenelor

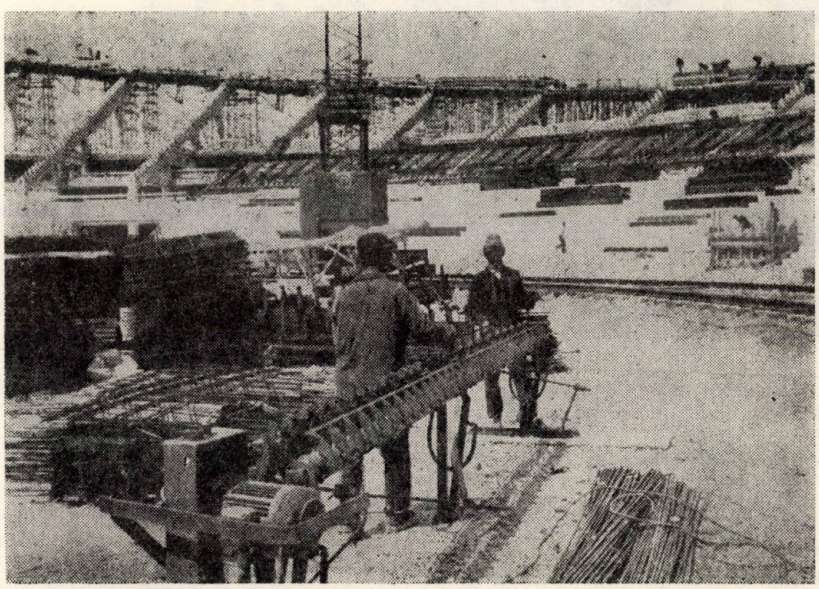


Fig. 3 — Îndoirea plaselor sudate uzinate pe şantierul stadionului olimpic

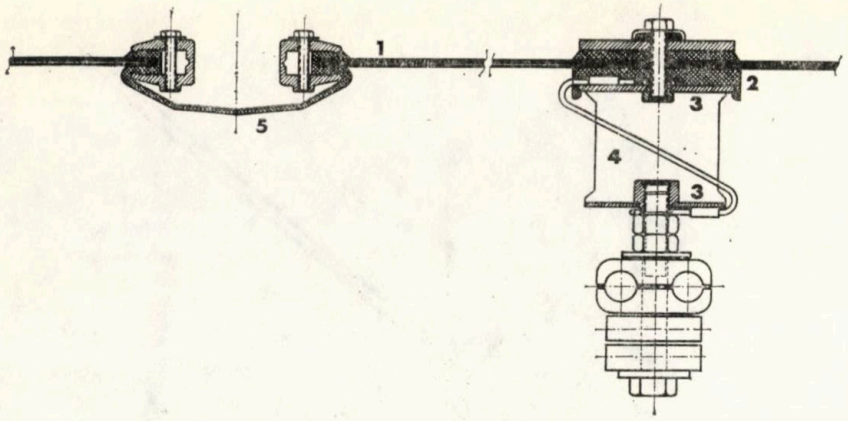


Fig. 4 — Detaliu de îmbinare între panourile de plexiglas și de rezemare pe rețeaua de cabluri: 1 — panouri din sticlă acrilică; 2 — șaibe de etanșeizare din neopren; 3 — oțel zincat; 4 — neopren; 5 — profil de dilatație din neopren.

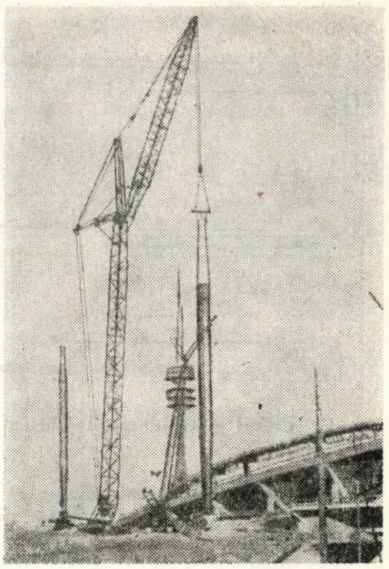


Fig. 5 — Fază de montaj a stîlpilor de susținere a acoperișului

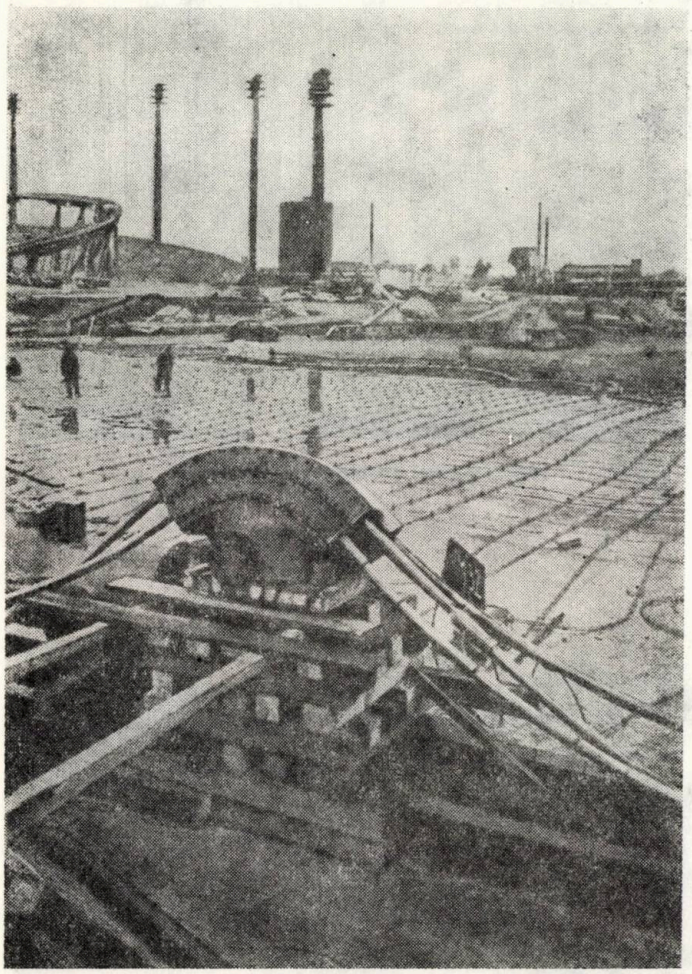


Fig. 6 Rețeaua de cabluri de oțel pentru susținerea învelitorii asamblate la sol.

În partea de nord-vest a zonei olimpice s-a construit **Orașul presei** unde vor putea locui, în perioada desfășurării Jocurilor olimpice, un număr de 4 500 de ziariști.

Ansamblul cuprinde 27 de clădiri, dintre care 15 clădiri înalte cu 9...22 etaje și 9 clădiri cu patru niveluri. În partea centrală a ansamblului este prevăzut un parcaj subteran de mare capacitate.

Clădirile înalte sînt unite între ele la nivelul etajului 5 prin pasarele.

Structura de rezistență a clădirilor constă din diafragme de beton armat monolit și planșee din predale de mari dimensiuni cu suprabetonare. Diafragmele sînt armate cu plase sudate duble, asamblate în prealabil sub forma unei carcase de mari dimensiuni care se montează cu macaraua (fig. 7).

Predalele pentru planșee au grosimea de 4...6 cm, iar grosimea totală a planșeului, inclusiv suprabetonarea, variază între 12... 26 cm. Legătura dintre placa prefabricată a predalei și betonul monolit al suprabetonării se realizează prin etrieri care ies la partea superioară a predalei. Etrierii sînt așezați în rînduri distanțate la cca 60 cm între ele și servesc, de asemenea, pentru agățarea predalelor la montaj (fig. 8).

Satul olimpic pentru bărbați, cu o capacitate de cazare de 10 000 de locuitori, dispune, în afară de locuințe, și de teatru, cinematografe, bănci, oficii poștale, magazine, cluburi, etc. Satul olimpic pentru bărbați este format din blocuri de locuințe cu 9 niveluri și dispune de garaje subterane de unde conducătorii auto au acces direct la locuințele lor. Clădirile înalte sînt realizate cu diafragme și planșee din beton armat monolit. S-au utilizat elemente prefabricate și pentru jardinierele balcoanelor (fig. 9). Atît structura din beton armat monolit, cît și elementele prefabricate au fost armate cu plase sudate uzinate. La elementele din beton aparent, plasele sudate au rezemat pe distanțieri metalici la care porțiunea în contact cu cofrajul a fost protejată cu un strat de material plastic.

Satul olimpic pentru femei cuprinde, pe lîngă un număr de clădiri cu multe niveluri, și clădiri fără etaj executate din panouri mari.

Toate clădirile se execută din elemente prefabricate, la clădirile fără etaj utilizîndu-se panouri mari de dimensiunea unei camere.

După terminarea Jocurilor olimpice, Satul olimpic pentru bărbați se va transforma într-un cartier de locuințe cu 1 800 de apartamente, iar cel pentru femei în căminul de studenți al Școlii superioare de sport.

În afara principalelor obiecte descrise s-au mai realizat și alte construcții destinate Jocurilor olimpice. Între acestea, se menționează o sală de sport pentru gimnastică și handabal cu cca 14 000 de locuri, o sală de sport poliva-

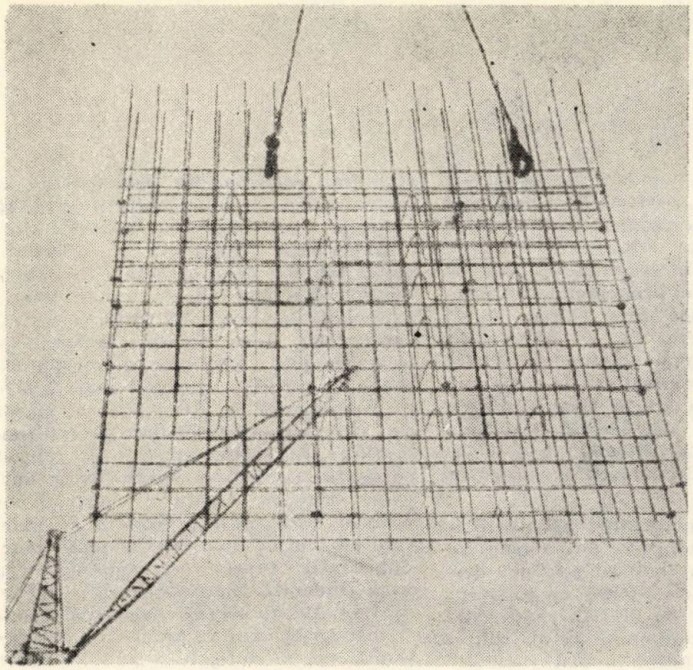


Fig. 7 — Carcase asamblate pentru armarea diafragmelor la clădirile înalte din Orașul presei.

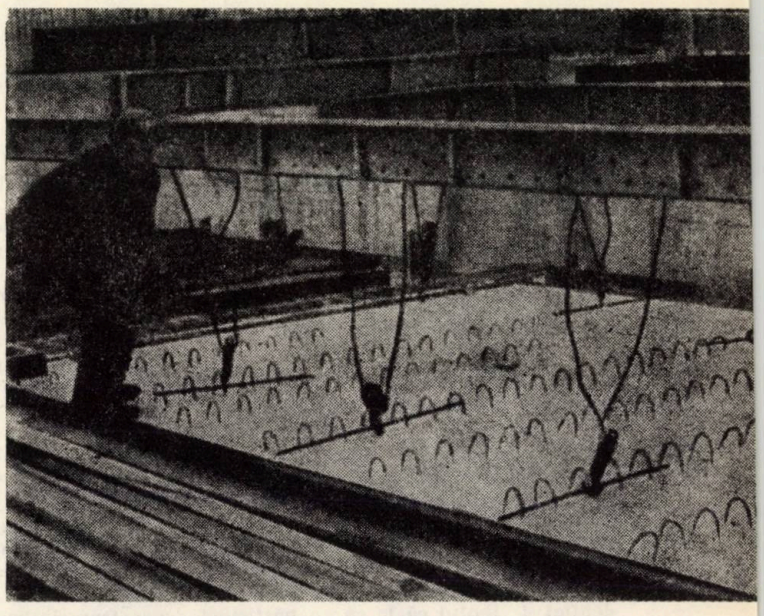


Fig. 8 — Predală utilizată la planșeele clădirilor înalte din Orașul presei

lentă, un hipodrom, un velodrom etc. Tot în vederea Jocurilor olimpice a fost construită o nouă linie de metro, care, împreună cu celelalte mijloace de transport în comun, va asigura deplasarea a 80 000 de persoane pe oră.

Toate amenajările pentru Jocurile olimpice au fost concepute astfel încît să servească în viitor ca zone rezidențiale, de agrement, sport și cultură, ținîndu-se seama de dezvoltarea rapidă a orașului München.

BIBLIOGRAFIE

[1] *** *Olympische Bauten, München* 1972. Architekturwettberwerbe. Al 2-lea număr special decembrie 1970.

[2] CIGNOCKI F.: *Überdahung der olympischen Sportstätten.* Der Stahlbau nr. 6, ian. 1971, p. 173—177.

[3] WILKINSON R.: *Oberwiesenfeld Olympics.* The Architect's Journal, 13 mai 1970, p. 1159—1161.

[4] *** *Das Olympische Dorf der Männer.* Baustahlgewebe-Nachrichten nr. 8, august 1971, p. 59—63.

[5] *** *Olympia-Pressestadt.* — Bauteil I. Baustahlgewebe-Nachrichten nr. 2, febr. 1971, p. 11—15.

[6] *** *Olympia-Stadion München.* Bausstahlgewebe-Nachrichten nr. 10, oct. 1970, p. 75—80.

Ing. **Gad Calmanovici**
I.S.A.R.T.

Facultatea de construcții din Leipzig, secția tehnologia producției de construcții, organizează împreună cu Camera Tehnicii — Asociația de specialitate în construcții, întreprinderile VEB Bau-und Montagekombinat Chemie din Halle și VEB Metalleichtbaukombinat din Leipzig, cel de-al IV-lea Congres „Probleme noi ale construcției industrializate".

Congresul, care va avea loc la Leipzig între 12 și 15 septembrie 1972, va avea ca tematică „Tendințe de dezvoltare și criterii de eficiență ale proceselor de construcție" și își va desfășura lucrările în cadrul următoarelor patru secții:

I. Teoria proceselor de construcție
II. Mecanizarea și automatizarea proceselor de construcție
III. Structura procesului în prefabricarea centralizată și în cadrul transportului
IV. Structura proceselor de construcție nestaționare și a proceselor de pe șantiere.

Anunțurile de participare se vor trimite în scris la

Hochschule für Bauwesen
703 Leipzig
Richard Lehman — Str. 32
Republica Democrată Germană

RECENZII

ОСНОВАНИЯ, ФУНДАМЕНТЫ И МЕХАНИКА ГРУНТОВ

III Всесоюзное совещание 1971

Terenuri de fundaţii, Fundaţii, Mecanica pămînturilor

A III-a Conferinţă unională, Kiev 1971

Kiev, Ed. „Budivelnik", 1971. 476 pag.

Cea de a III-a Conferinţă unională pentru terenuri de fundaţie, fundaţii şi mecanica pămînturilor s-a ţinut în octombrie 1971 la Kiev, la un interval de 18 ani de cea de-a II-a conferinţă similară (Gorki, 1953). Interesul deosebit suscitat de această conferinţă este evidenţiat de faptul că la ea au participat specialişti din 135 de oraşe ale U.R.S.S., numărul celor veniţi la Kiev din alte oraşe fiind de 600.

Lucrările conferinţei au fost grupate pe trei secţii :

— cercetarea proprietăţilor pămînturilor, în laborator şi pe teren (56 comunicări) ;

— proiectarea sub aspect geotehnic a fundaţiilor conform stării limită (33 comunicări) ;

— calculul şi cercetarea fundaţiilor (40 comunicări).

Textele celor 129 de comunicări, împreună cu două rapoarte introductive (rezultatele activităţii constructorilor de fundaţii şi sarcinile lor în stadiul actual ; cartea şi progresul tehnic în construcţia fundaţiilor) au fost publicate într-un volum, incluzînd atît textele integrale (limitate în medie la cca 3—4 pagini pentru fiecare comunicare), cît şi scurte rezumate.

Cîteva date cuprinse în raportul introductiv explică interesul deosebit acordat conferinţei. În cursul cincinalului 1966—1970, costul lucrărilor de fundaţii a totalizat în U.R.S.S. peste 10 miliarde ruble. Pentru realizarea fundaţiilor se consumă pînă la 40% din durata de execuţie a construcţiilor şi pînă la 25% din costul lor. Condiţii speciale locale aduc complicaţii deosebite în realizarea infrastructurilor. Astfel, 70% din teritoriul Ucrainei este acoperit de loessuri sensibile la umezire, a căror tasare sub greutatea proprie şi a construcţiilor poate ajunge în unele locuri la 150—200 cm. În aceeaşi republică unională se pune cu acuitate problema fundării pe terenuri cu exploatări subterane miniere, care pot avea drept consecinţă tasări pînă la 100 cm şi deplasări pe orizontală pînă la 1 cm/m. În perioada scursă de la consfătuirea unională precedentă, progresele în tehnica fundaţiilor au fost substanţiale, evidenţiindu-se, între altele : realizarea unor construcţii din ce în ce mai dificile în condiţiile unor terenuri de fundaţie de calitate medie (de ex. turnul de televiziune din Moscova, de 533 m înălţime, fundat la adîncimi de 2,5—4 m, pe terenuri relativ slabe, la cca 35 m deasupra primelor strate de stîncă şi cu dimensiuni modeste ale perimetrului fundaţiilor faţă de înălţimea foarte mare a construcţiei) ; progresul realizat prin acceptarea deformaţiilor neuniforme drept criteriu de stabilire a capacităţii de încărcare a terenului de fundaţie (în cadrul principiului de proiectare a fundaţiilor după starea limită) a permis reducerea cu 30—50% a dimensiunilor în plan ale fundaţiilor. De altfel, este de remarcat faptul că primul institut de cercetări în construcţii din U.R.S.S., care a fost decorat cu ordinul „Steagul Roşu al Muncii", a fost cel pentru terenuri de fundaţii şi construcţii subterane.

În cadrul comunicărilor privitoare la prospectarea proprietăţilor terenurilor de fundaţii se evidenţiază ponderea deosebită a celor referitoare la utilizarea penetrometrelor, de diverse tipuri (statice, dinamice, combinate cu dispozitive cu palete), şi destinate atît caracterizării succesiunilor de strate, cît şi prognozării comportării fundaţiilor pe piloţi (inclusiv evidenţierii efectului de grup).

Calculul terenurilor de fundaţii după modelele clasice (mediu linear deformabil sau stare limită după criteriul de rupere Mohr — Rankine) continuă să fie dominant. Se prezintă unele soluţii noi pentru cazuri de detaliu nestudiate anterior sau soluţii noi pentru cazuri deja studiate ; dar principalul aport îl constituie rezolvarea numerică a unor cazuri complexe cu ajutorul calculatoarelor electronice (în particular problema contactului pentru diverse cazuri de grinzi sau plăci). Perfecţionarea tehnicii de calcul a permis de asemenea intensificarea folosirii ipotezei nelinearităţii corespondenţei efort-deformaţie. În acelaşi timp, se manifestă în continuare preocuparea pentru explicarea şi înlăturarea neconcordanţelor între calculele de mecanica pămînturilor şi realitate.

Unul dintre modurile de a ataca această problemă îl constituie perfecţionarea metodelor de calcul în cadrul concepţiilor actualmente predominante, care asimilează pămînturile cu medii continue. Pe această linie sînt de menţionat comunicări care evidenţiază variabilitatea parametrilor caracteristici ai pămînturilor (moduli de deformaţie, coeficienţi Poisson, frecare internă sau coeziune) în funcţie de condiţiile de determinare (tip de aparat sau de încercare, în laborator sau teren) sau de tipul de problemă (plană sau spaţială) ; propuneri pentru noi criterii de pierdere a stabilităţii (de rupere), dependente de invarianţii stării spaţiale de eforturi — deformaţii, dar şi de deviatorii corespunzători.

Un alt mod de atacare îl constituie luarea în considerare a caracterului dispers al pămînturilor, precum şi a neomogenităţii lor inevitabile. În această direcţie sînt de relevat două moduri de abordare a problemei : reprezentarea pămînturilor ca un mediu granular, în care eforturile se transmit de la particulă la particulă, cu sau fără luarea în considerare a unor caracteristici stohastice de transmitere ; luarea în considerare, la stabilirea coeficienţilor caracteristici ai pămînturilor, a unor corecţii care să exprime împrăştierea valorilor lor.

Experienţa acumulată şi perfecţionarea tehnicii de prospectare în natură permite să se insiste în continuare asupra explicării, cel puţin în parte, a neconcordanţelor între tasările calculate şi cele reale prin aprecierea necorespunzătoare, în calcul, a grosimii zonei active (neconcordanţă cu atît mai mare cu cît sînt mai mari dimensiunile în plan ale fundaţiilor). În particular, este de relevat concepţia cu privire la existenţa unei prime faze de tasare a construcţiilor datorite propagării procesului de îndesare pînă la limitele unei anumite zone, după care construcţia, împreună cu zona îndesată „poansonează" terenul de fundaţie. Concepţia respectivă fusese şi anterior aplicată în problemele de stare limită sau de înfigere a piloţilor ; ceea ce ar fi nou este aplicarea ei pentru calculul terenului de fundaţie în faza dezvoltării tasărilor în limitele admisibile, precum şi completarea dependenţei caracteristice încărcare — tasare pentru fiecare teren în parte cu determinarea unei rezistenţe structurale la îndesare şi a adîncimii zonei active sub o încărcare dată (se propune şi un pnetrometru special adoptat acestui scop).

Fundarea construcţiilor în condiţii speciale de teren formează obiectul mai multor comunicări. Unele dintre ele, mai ales cele relative la fundarea pe loessuri, se menţin pe linia unor acumulări de date sau încercări de noi interpretări, similare multor altor studii anterioare. Sînt însă şi cîteva aspecte mai deosebite, demne de amintit, chiar dacă nu conţin elemente esenţiale prin noutatea lor :

— promovarea unor noi tipuri de fundaţii : fundaţii prefabricate cu reborduri sau piloţi de forme speciale (conici, piramidali, cu guler superior) prin a căror înfigere în pămînt se obţine o zonă îndesată şi o creştere apreciabilă a portanţei terenului (rezultate foarte bune în loessuri de categoria I) ; fundaţii prefabricate de tip membrană (de ex. pînze subţiri hiperboloid-parabolice care, într-unul din cazurile citate, au permis realizarea unei suprafeţe de sprijin de 4,0—4,2 m cu o pînză de 10 cm grosime şi o greutate totală de numai 5 t) indicate pentru terenurile de fundaţii extrem de slabe ;

— extinderea amplă şi în U.R.S.S. a tehnicii de execuţie a infrastructurilor prin forare, sau cu concursul noroaielor bentonitice (lansarea de chesoane cu peliculă perimetrală bentonitică pentru reducerea frecărilor ; fundaţii pe coloane realizate cu instalaţii Benotto, Kato, sau instalaţii de producţie sovietică) ;

— utilizarea rezervelor de conlucrare între construcţie şi terenul de fundaţie în rezolvarea unor cazuri dificile (umezirea dirijată a terenurilor de fundaţie sensibile la umezire, fie în faza de execuţie a clădirilor, fie în faza de exploatare).

Dr. ing. R. J. Bally
I.S.C.I.F.

INSTALAȚII COMPLETE EXTINDERI

pentru arderea varului în cuptoare rotative

cercetarea zăcămintelor • elaborarea de procedee •

automatizarea procedeelor

În această fabrică de var se prelucrează piatră de var cu o granulație de 10 mm după procedeul de ardere în cuptor rotativ. Tratamentul termic se face în două linii de cuptoare încălzite cu păcură, fiecare constînd dintr-un preîncălzitor vertical (tipul constructiv Prerov Machinery), un cuptor rotativ și un răcitor vertical.
De la punerea în funcțiune, instalația prezintă următoarele rezultate

Productivitatea fiecărui cuptor

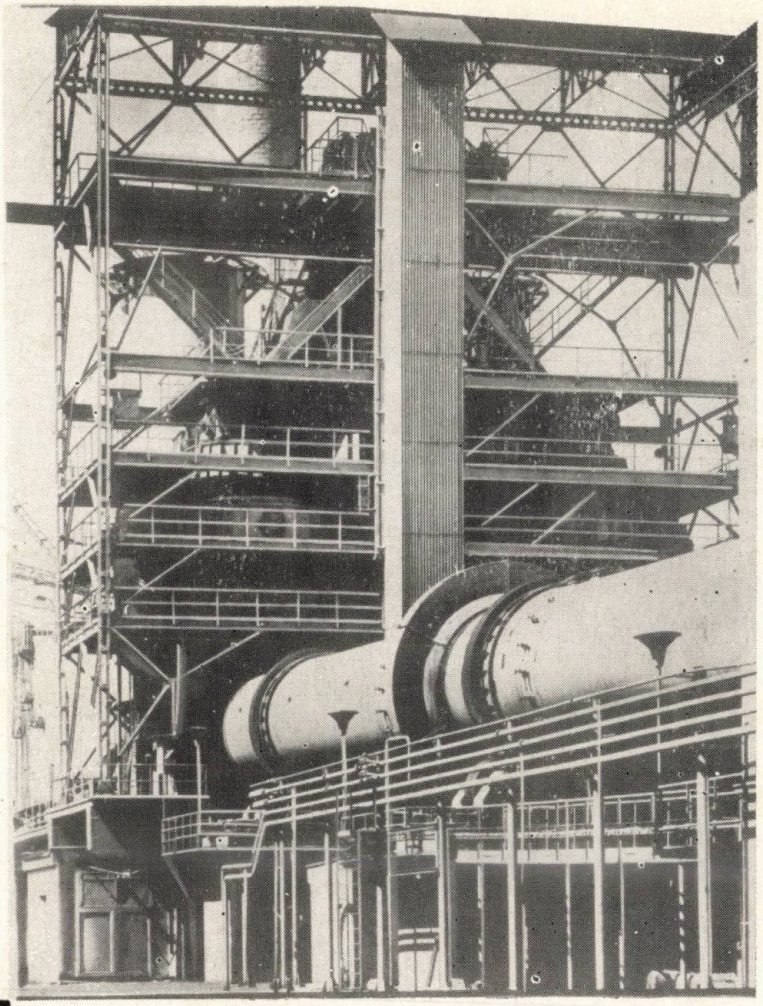
garantată	250	t/zi
medie	275	t/zi
atinsă	300	t/zi

Necesarul de combustibil

garantat	1250	kcal/kg
atins	1160	kcal/kg

... și s-au realizat deja—la o valoare medie de 0,8% — pînă la 0,5% particule nearse.

Cu mașinile, liniile tehnologice și instalațiile complete livrate de PRAGOINVEST se realizează curent productivitățile garantate, acestea fiind chiar depășite printr-o deservire corespunzătoare. Folosiți ocazia, pentru a vă rezolva problemele de ardere în mod rentabil cu specialiști experimentați.



Producător :

PREROV MACHINERY

Exportator :

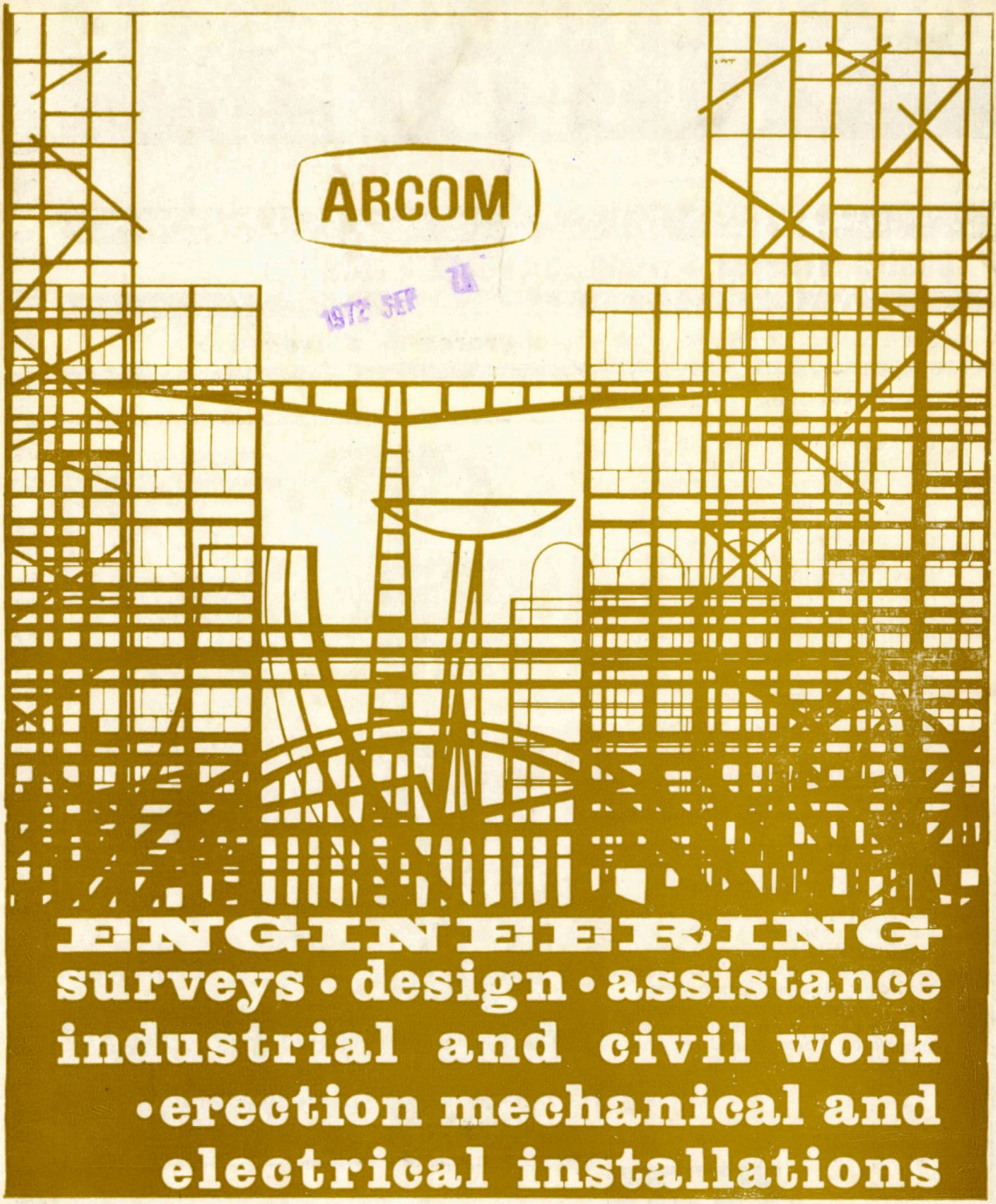
pragoinvest

Praha 9, Českomoravská 23

Cehoslovacia

Vă rugăm să vizitați expoziția noastră la tîrgul internațional de la Brno în perioada 8—17 sept. 1972

PUBLICOM



ANTREPRIZA ROMÂNĂ DE CONSTRUCȚII-MONTAJ

ROMANIAN CONSTRUCTION AND ERECTION COMPANY

91—93, Calea Victoriei, Sector 1, Bucharest, ROMANIA
Telephone: 14.98.33 • Telex: 490
Telegrams: ARCOM — Bucharest

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1972 conform aprobării D.P.D.P. nr. 137/1538/1972